

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO DE UN PABELLÓN DE AULAS DE UNA
UNIVERSIDAD**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Willy Alonso Yto Huaman

ASESOR:

Gian Franco Antonio Ottazzi Pasino

Lima, diciembre, 2024

Informe de Similitud

Yo, Gian Franco Ottazzi Pasino, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor) de la tesis titulada:

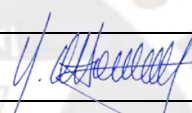
DISEÑO DE UN PABELLÓN DE AULAS DE UNA UNIVERSIDAD

del autor: Willy Alonso Yto Huamán - Código: 20172005

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 18%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 2/12/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: ...Lima 02/12/2024

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Ottazzi Pasino Gian Franco</u>	
DNI:08249136	Firma 
ORCID: 0000-0003-3107-569X	

El reporte indica 18% de similitud, sin embargo se observa que las coincidencias detectadas se dan en series de cinco palabras, en títulos, subtítulos y nombres de las tablas y figuras.

RESUMEN

En la presente tesis se ha diseñado la especialidad de estructuras de un edificio, de cinco niveles con una azotea, destinado a aulas educativas, en cada nivel hay dos aulas con capacidad para 54 alumnos, dos ascensores y una escalera.

El edificio se encuentra ubicado en el distrito de Pueblo Libre, departamento de Lima. El proyecto cuenta con un total de 2,200 m² de área techada.

Se emplea como sistema estructural el de muros y pórticos de concreto armado en ambas direcciones teniendo muros de hasta 12.4 m. de longitud y vigas de 0.85 y 0.60 m. de peralte. Se usa losas aligeradas convencionales de 0.25 y 0.20 m. de espesor y losas macizas de 0.20 m. de espesor para garantizar el diafragma rígido en cada nivel.

Se verifica el cumplimiento del análisis sísmico establecido por la norma sismorresistente E.030, haciendo un modelo de la estructura con ayuda del software ETABS. Para la estimación de los pesos se usa la norma de cargas E.020 para considerar las sobrecargas mínima de acuerdo al uso de cada ambiente. Por último, el diseño de los diferentes elementos estructurales; como son las losas, vigas, columnas, placas, zapatas y escaleras; se realiza siguiendo los lineamientos de la norma de concreto armado E.060. Los resultados del diseño realizado se presentan en los planos presentes en el Anexo.

1.	GENERALIDADES	1
1.1.	PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN	1
1.2.	OBJETIVOS	2
1.3.	NORMAS A UTILIZAR	2
1.4.	PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES A EMPLEAR	3
1.5.	CARGAS A UTILIZAR.....	4
1.6.	ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO DE CONCRETO ARMADO POR RESISTENCIA	4
1.7.	CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES DEL PROYECTO	6
2.	ESTRUCTURACIÓN Y PRE DIMENSIONAMIENTO	6
2.1.	ESTRUCTURACIÓN	6
2.2.	PRE DIMENSIONAMIENTO	7
2.2.1.	<i>Losas</i>	7
2.2.2.	<i>Vigas peraltadas</i>	8
2.2.3.	<i>Columnas</i>	8
2.2.4.	<i>Muros de corte</i>	9
2.2.5.	<i>Escaleras</i>	9
2.3.	PLANOS	10
3.	ANÁLISIS SÍSMICO.....	11
3.1.	PARÁMETROS SÍSMICOS DE LA EDIFICACIÓN	11
3.1.1.	<i>Factor de zona</i>	11
3.1.2.	<i>Condiciones geotécnicas</i>	11
3.1.3.	<i>Factor de amplificación sísmica</i>	11
3.1.4.	<i>Factor de uso</i>	11
3.1.5.	<i>Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas</i>	12
3.2.	MASA SÍSMICA	12
3.3.	CENTRO DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ	15
3.4.	ANÁLISIS DE LAS IRREGULARIDADES EN PLANTA Y EN ALTURA	16
3.4.1.	<i>Irregularidades en altura</i>	16
3.4.1.1.	<i>Irregularidad de rigidez – piso blando</i>	16
3.4.1.2.	<i>Irregularidades de resistencia – piso débil</i>	16
3.4.1.3.	<i>Irregularidad de masa o peso</i>	17
3.4.1.4.	<i>Irregularidad Geométrica vertical</i>	17
3.4.1.5.	<i>Discontinuidad en los sistemas resistentes</i>	17
3.4.2.	<i>Irregularidades en planta</i>	17
3.4.2.1.	<i>Irregularidad torsional</i>	17
3.4.2.2.	<i>Esquinas entrantes</i>	18
3.4.2.3.	<i>Discontinuidad del diafragma</i>	19
3.4.2.4.	<i>Sistemas no Paralelos</i>	19
3.5.	PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS SÍSMICO E HIPÓTESIS BÁSICAS	19
3.5.1.	<i>Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes</i>	19
3.5.2.	<i>Análisis dinámico modal espectral</i>	20
3.6.	VERIFICACIÓN DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN R	21
3.7.	PERIODOS DE LA EDIFICACIÓN	21
3.8.	CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO.....	23
3.8.1.	<i>Cortante basal estático</i>	23
3.8.2.	<i>Cortante basal dinámica</i>	24
3.9.	AMPLIFICACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS	24
3.10.	CONTROL DE DERIVAS DE ENTREPISO.....	24
3.11.	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS Y JUNTA SÍSMICA	25
4.	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS.....	26

4.1.	MODELO EMPLEADO.....	26
4.2.	METRADO DE CARGAS.....	27
4.3.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA CARGAS DE GRAVEDAD.....	27
4.4.	DISEÑO POR CORTANTE.....	30
4.5.	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	30
4.5.1.	<i>Diseño por flexión de losas aligeradas</i>	31
4.5.2.	<i>Diseño por flexión de losas macizas</i>	33
4.6.	CONTROL DE DEFLEXIONES.....	34
4.7.	CONTROL POR FISURACIÓN.....	37
5.	DISEÑO DE VIGAS.....	38
5.1.	DISEÑO DE VIGA V-07.....	38
5.1.1.	<i>Modelo empleado</i>	39
5.1.2.	<i>Metrado de cargas</i>	40
5.1.3.	<i>Análisis estructural</i>	41
5.1.4.	<i>Diseño por flexión</i>	42
5.1.5.	<i>Diseño por cortante</i>	43
5.1.6.	<i>Disposiciones del Capítulo 21 de la Norma E.060</i>	44
5.1.7.	<i>Diseño por capacidad</i>	45
5.1.8.	<i>Control de deflexiones</i>	46
5.1.9.	<i>Control por fisuración</i>	47
5.2.	DISEÑO DE VIGA V-04.....	48
5.3.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	48
5.3.1.	<i>Diseño por flexión</i>	50
5.3.2.	<i>Diseño por cortante</i>	51
5.3.3.	<i>Disposiciones del Capítulo 21 de la Norma E.060</i>	51
5.3.4.	<i>Diseño por capacidad</i>	52
6.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	53
6.1.	DISEÑO DE COLUMNA C1.....	53
6.1.1.	<i>Metrado de carga de C1</i>	53
6.1.2.	<i>Análisis estructural de C1</i>	54
6.1.3.	<i>Diseño por flexo compresión</i>	55
6.1.4.	<i>Diseño a cortante por resistencia</i>	57
6.1.5.	<i>Disposiciones del Capítulo 21 de la Norma E.060</i>	57
6.1.6.	<i>Diseño por capacidad</i>	57
6.2.	DISEÑO DE COLUMNA PL-03.....	59
6.2.1.	<i>Metrado de carga de PL-03</i>	59
6.2.2.	<i>Análisis estructural de PL-03</i>	60
6.2.3.	<i>Diseño por flexo compresión</i>	61
6.2.4.	<i>Diseño a cortante por resistencia</i>	63
6.2.5.	<i>Disposiciones del Capítulo 21 de la Norma E.060</i>	64
6.2.6.	<i>Diseño por capacidad</i>	64
6.2.7.	<i>Verificación de la longitud de confinamiento para PL-03</i>	65
7.	DISEÑO DE PLACAS.....	68
7.1.	DISEÑO DE PLACA PL-04.....	68
7.1.1.	<i>Metrado de carga para placa PL-04</i>	68
7.1.2.	<i>Análisis estructural</i>	69
7.1.3.	<i>Diseño por flexo compresión</i>	71
7.1.4.	<i>Diseño a cortante por resistencia</i>	74
7.1.5.	<i>Disposiciones del Capítulo 21 de la Norma E.060</i>	74
7.1.6.	<i>Diseño por capacidad</i>	74

7.1.7.	Verificación de la longitud de confinamiento para la placa PL-04.....	75
8.	DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	78
8.1.	CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN	78
8.2.	DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA DE PLACA PL-02 Y COLUMNA C-2	78
8.3.	DISEÑO POR CORTANTE	82
8.4.	DISEÑO POR PUNZONAMIENTO.....	83
8.5.	DISEÑO POR FLEXIÓN	84
9.	DISEÑO DE ESCALERA	87
9.1.	DISEÑO DE CORTANTE	88
9.2.	DISEÑO DE FLEXIÓN	89
10.	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	91
11.	BIBLIOGRAFÍA	92

TABLAS

TABLA 1-1	TABLA DE PESO PROPIO DE LOSAS ALIGERADAS CONVENCIONALES	4
TABLA 3-1	PESOS DE LOS PISOS TÍPICOS.....	12
TABLA 3-2	PESOS EN LA AZOTEA	12
TABLA 3-3	PESO DE LA ESCALERA	13
TABLA 3-4	PESOS DE VIGAS	13
TABLA 3-5	PESOS DE COLUMNAS Y PLACAS	13
TABLA 3-6	PESOS DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	13
TABLA 3-7	PESOS OBTENIDOS MEDIANTE ETABS	14
TABLA 3-8	CENTRO DE MASA Y DE RIGIDEZ	15
TABLA 3-9	RIGIDECES POR PISO	16
TABLA 3-10	RELACIÓN DE PESOS POR NIVEL	17
TABLA 3-11	RELACIÓN ENTRE DERIVA MÁXIMA Y DERIVA PROMEDIO EN LA DIRECCIÓN X	17
TABLA 3-12	RELACIÓN ENTRE DERIVA MÁXIMA Y DERIVA PROMEDIO EN LA DIRECCIÓN Y	18
TABLA 3-13	FUERZAS EN EL PIER 1	21
TABLA 3-15	PORCENTAJE DE CORTANTE QUE SE LLEVAN LAS PLACAS	21
TABLA 3-16	ANÁLISIS TRASLACIONAL EN X Y Y7	22
TABLA 3-17	RESULTADOS DE ANÁLISIS MODAL CONSIDERANDO LOS PRIMEROS 15 MODOS	22
TABLA 3-18	COMPARACIÓN DE PERIODOS OBTENIDOS EN EL PRIMER MODO	23
TABLA 3-19	COMPARACIÓN DE PARTICIPACIÓN DE MASA OBTENIDOS EN EL PRIMER MODO	23
TABLA 3-20	CORTANTES BASALES ESTÁTICAS	23
TABLA 3-21	CORTANTES DINÁMICAS	24
TABLA 3-22	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA LAS CARGAS SÍSMICAS.....	24
TABLA 3-23	COMPARACIÓN DE PERIODOS OBTENIDOS EN EL PRIMER MODO	24
TABLA 3-24	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS PARA LA DIRECCIÓN X-X.....	25

TABLA 3-25 DETERMINACIÓN DE LA JUNTA SÍSMICA.....	25
TABLA 4-1 METRADO DE CARGA PARA LAS LOSAS ALIGERADAS	27
TABLA 4-2 METRADO DE CARGA PARA LAS LOSAS MACIZAS	27
TABLA 4-3 ARMADO DE ACEROS POSITIVOS EN LOSAS ALIGERADAS ($B^+=0.40M$, $D^+=0.22M$)	31
TABLA 4-4 ARMADO DE ACEROS NEGATIVOS EN LOSAS ALIGERADAS ($B^-=0.10M$, $D^-=0.22M$)	31
TABLA 4-5 LONGITUD ADICIONAL DEL BASTÓN	32
TABLA 4-6 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LOS ACEROS MÍNIMOS	33
TABLA 4-7 MOMENTOS PARA CARGA MUERTA	35
TABLA 4-8 RESULTADOS PARA LA SECCIÓN DE LA IZQUIERDA	35
TABLA 4-9 RESULTADOS PARA LA SECCIÓN DE LA DERECHA.....	35
TABLA 4-10 RESULTADOS PARA LA SECCIÓN INTERMEDIA	36
TABLA 4-11 RESULTADOS DE CONTROL DE FISURACIÓN.....	37
TABLA 5-1 METRADO PARA VIGA V-07 (35X85)	40
TABLA 5-2 METRADO PARA VIGA V-07 (35X60) TRAMO EN VOLADO	40
TABLA 5-3 RESULTADOS DE FLEXIÓN V-07(35X85).....	42
TABLA 5-4 RESULTADOS DE FLEXIÓN V-07(35X60).....	42
TABLA 5-5 ESPACIAMIENTO MÍNIMO POR DUCTILIDAD V-07	45
TABLA 5-6 VERIFICACIÓN DE DISPOSICIONES POR FLEXIÓN V-07.....	45
TABLA 5-7 CÁLCULO DE CORTANTE POR CAPACIDAD PARA V-07.....	45
TABLA 5-8 MOMENTOS PARA CARGA MUERTA PARA VIGA V-07	46
TABLA 5-9 INERCIA AGRIETADAS PARA V-07.....	46
TABLA 5-10 VERIFICACIÓN POR DEFLEXIONES V-07	47
TABLA 5-11 RESULTADOS DE FISURACIÓN V-07	47
TABLA 5-12 RESULTADOS DE DISEÑO POR FLEXIÓN V-04 TRAMOS 1 Y 2	50
TABLA 5-13 RESULTADOS DE DISEÑO POR FLEXIÓN V-04 TRAMOS 3 Y 4	51
TABLA 5-14 ESPACIAMIENTO MÍNIMO POR DUCTILIDAD V-04	51
TABLA 5-15 CÁLCULO DE CORTANTE POR CAPACIDAD PARA V-04.....	52
TABLA 6-1 METRADO PARA CARGA MUERTA C1	53
TABLA 6-2 METRADO PARA CARGA VIVA C1.....	54
TABLA 6-3 CARGAS PRESENTES EN COLUMNA C1	54
TABLA 6-4 CARGAS ÚLTIMAS PARA SISMO X C1	55
TABLA 6-5 CARGAS ÚLTIMAS PARA SISMO Y C1.....	55
TABLA 6-6 METRADO PARA CARGA MUERTA PL-03.....	60
TABLA 6-7 METRADO PARA CARGA VIVA PL-03	60
TABLA 6-8 CARGAS PRESENTES EN COLUMNA PL-03	60
TABLA 6-9 CARGAS ÚLTIMAS PARA SISMO X PL-03.....	61

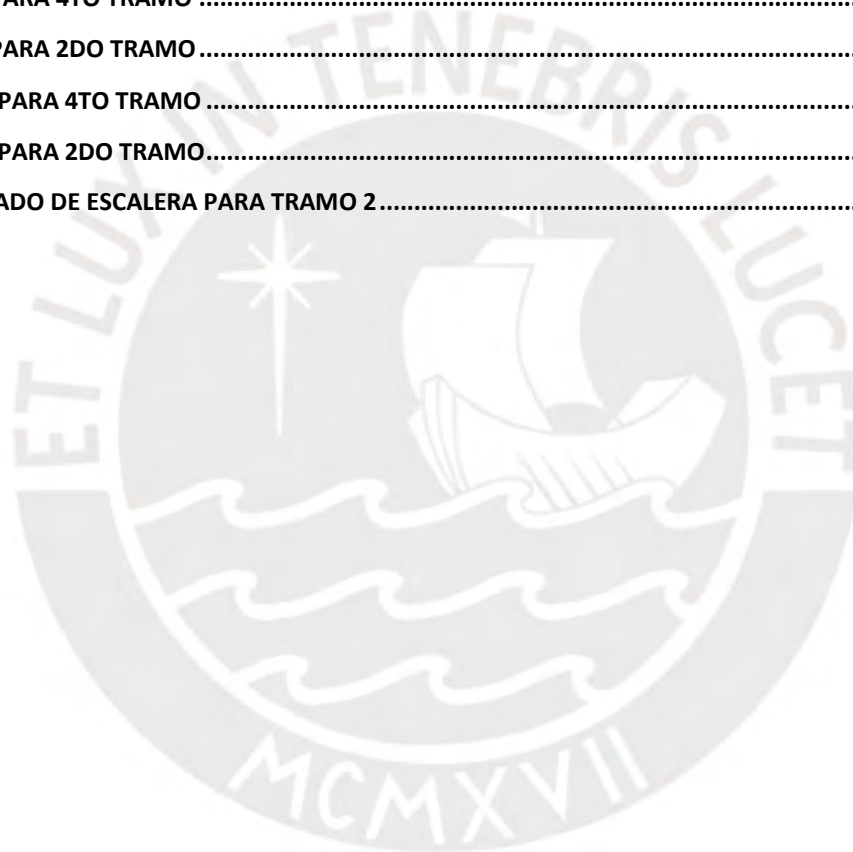
TABLA 6-10 CARGAS ÚLTIMAS PARA SISMO Y PL-03.....	61
TABLA 6-11 ESTIMACIÓN INICIAL DE C PARA PL-03.....	66
TABLA 6-12 VERIFICACIÓN DE LA NECESITA DE BORDES DE CONFINAMIENTO	67
TABLA 7-1 METRADO DE CARGA MUERTA PARA PLACA PL-04	68
TABLA 7-3 CARGAS PRESENTES EN PLACA PL-04	69
TABLA 7-4 CARGAS ÚLTIMAS PARA SISMO X PL-04.....	70
TABLA 7-5 CARGAS ÚLTIMAS PARA SISMO Y PL-04.....	70
TABLA 7-6 NUEVAS CARGAS ÚLTIMAS PARA SECCIÓN DIVIDIDA PARA SISMO EN X.....	72
TABLA 7-8 VERIFICACIÓN DE LA NECESITA DE BORDES DE CONFINAMIENTO	76
TABLA 7-10 VERIFICACIÓN DE LA NECESITA DE BORDES DE CONFINAMIENTO	77
TABLA 8-1 CARGAS DE PLACA PL-02 Y C-2 PARA ANÁLISIS EN X.....	79
TABLA 8-2 CARGAS DE PLACA PL-02 Y C-2 PARA ANÁLISIS EN Y.....	79
TABLA 8-3 ESFUERZOS RESULTANTES PARA CASO DE SISMO.....	81
TABLA 8-4 RESULTADOS DE DISEÑO POR FLEXIÓN PARA SISMO X+	84
TABLA 8-5 RESULTADOS DE DISEÑO POR FLEXIÓN PARA LOS DEMÁS CASOS	85
TABLA 9-1 METRADO DE ESCALERA	87
TABLA 9-2 VERIFICACIÓN DE DISEÑO POR CORTANTE DE ESCALERA	89
TABLA 9-3 RESULTADOS DE DISEÑO POR FLEXIÓN DE ESCALERA.....	90

FIGURAS:

FIGURA 1-1 PLANTA DE ARQUITECTURA.....	1
FIGURA 2-1 PLANTA TÍPICA ESTRUCTURAL	10
FIGURA 2-2 PLANTA ESTRUCTURAL DE LA AZOTEA.....	10
FIGURA 3-1 MODELO TRIDIMENSIONAL DEL EDIFICIO	14
FIGURA 3-2 UBICACIÓN DEL CENTRO DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ EN PLANTA	15
FIGURA 3-3 ESQUINA ENTRANTE EN PLANTA	19
FIGURA 4-1 UBICACIÓN DE LAS LOSAS A SER DISEÑADAS	26
FIGURA 4-2 IDEALIZACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS, AL LADO IZQUIERDO LOSA MACIZA.	26
FIGURA 4-3 ASIGNACIÓN DE CARGA DE UNA VIGUETA	27
FIGURA 4-4 DMF (TON.M) DE UNA VIGUETA DE LA LOSA ALIGERADA	28
FIGURA 4-5 DFC (TON) DE UNA VIGUETA DE LA LOSA ALIGERADA	28
FIGURA 4-6 DMF (TON.M/M) MX-X DE LA LOSA MACIZA	28
FIGURA 4-7 DMF (TON.M/M) MY-Y DE LA LOSA MACIZA	29
FIGURA 4-8 DFC (TON/M) VY-Y DE LA LOSA MACIZA	29
FIGURA 4-9 DFC (TON/M) VX-X DE LA LOSA MACIZA.....	29
FIGURA 4-10 ARMADO DE LAS LOSAS ALIGERADAS.....	32

FIGURA 4-11 SECCIONES DEL ÚLTIMO TRAMO DE LOSA ALIGERADA.....	35
FIGURA 5-1 UBICACIÓN EN PLANTA DE VIGA V-07	38
FIGURA 5-2 SOLICITACIONES SÍSMICAS PARA SISMO EN Y PARA VP-07	38
FIGURA 5-3 SOLICITACIONES PARA CARGA MUERTA.....	39
FIGURA 5-4 MODELO EMPLEADO PARA LA VIGA V-07.....	39
FIGURA 5-5 ASIGNACIÓN DE CARGA ÚLTIMA A VIGA V-07	41
FIGURA 5-6 DFC PARA VIGA V-07	41
FIGURA 5-7 DMF PARA VIGA V-07	41
FIGURA 5-9 DMF PARA VIGA V-04 POR CARGA MUERTA.....	49
FIGURA 5-10 DFC PARA VIGA V-04 POR CARGA VIVA	49
FIGURA 5-11 DMF PARA VIGA V-04 POR CARGA VIVA	49
FIGURA 5-12 DFC PARA VIGA V-04 POR CARGA SISMO.....	49
FIGURA 5-13 DMF PARA VIGA V-04 POR CARGA SISMO	49
FIGURA 5-14 ENVOLVENTE CORTANTE TRAMO 1 V-04	50
FIGURA 5-15 ENVOLVENTE MOMENTO FLECTOR TRAMO 1 V-04	50
FIGURA 6-1 UBICACIÓN DE COLUMNA C1.....	53
FIGURA 6-2 EJES LOCALES DE COLUMNA C1	54
FIGURA 6-3 ARMADO ESCOGIDO PARA COLUMNA C1.....	56
FIGURA 6-4 FLEXO COMPRESIÓN SISMO X C1.....	56
FIGURA 6-5 FLEXO COMPRESIÓN SISMO Y C1.....	56
FIGURA 6-6 DETERMINACIÓN DE MN33 PARA C1.....	58
FIGURA 6-7 DETERMINACIÓN DE MN22 PARA C1.....	58
FIGURA 6-8 UBICACIÓN DE PL-03	59
FIGURA 6-9 EJES LOCALES DE PL-03.....	61
FIGURA 6-10 ARMADO ESCOGIDO PARA PL-03.....	62
FIGURA 6-12 FLEXO COMPRESIÓN SISMO Y PL-03	63
FIGURA 6-13 DETERMINACIÓN DE MN PARA PL-03	65
FIGURA 6-14 ARMADO FINAL PARA PL-03	67
FIGURA 7-1 UBICACIÓN DE LA PLACA PL-04.....	68
FIGURA 7-2 EJES LOCALES DE PL-04.....	69
FIGURA 7-3 ARMADO ESCOGIDO PARA PL-04.....	71
FIGURA 7-4 SECCIÓN DIVIDIDA PARA ANÁLISIS DE SISMO EN X, PL-04.....	72
FIGURA 7-5 FLEXO COMPRESIÓN SISMO X PL-04.....	73
FIGURA 7-6 FLEXO COMPRESIÓN SISMO Y PL-04	73
FIGURA 7-7 ARMADO FINAL DE UN EXTREMO PARA PLACA PL-04	77
FIGURA 8-1 UBICACIÓN DE ZAPATA.....	78

FIGURA 8-3 DIMENSIONES DE ZAPATA EN Y	81
FIGURA 8-4 MODELO EMPLEADO PARA ANÁLISIS DE ZAPATA EN X CON SISMO+	82
FIGURA 8-5 SECCIÓN DE ZAPATA CON VIGA	82
FIGURA 8-6 DFC PARA ANÁLISIS DE ZAPATA EN X CON SISMO+	83
FIGURA 8-7 DMF PARA ANÁLISIS DE ZAPATA EN X CON SISMO+	84
FIGURA 8-8 ARMADO DE VIGA DE CIMENTACIÓN	85
FIGURA 8-9 ARMADO DE ZAPATA (PARTE SUPERIOR)	86
FIGURA 8-10 ARMADO DE ZAPATA (PARTE INFERIOR)	86
FIGURA 9-1 MODELO EMPLEADO PARA EL 4TO TRAMO	87
FIGURA 9-2 MODELO EMPLEADO PARA EL 2DO TRAMO	88
FIGURA 9-3 DFC PARA 4TO TRAMO	88
FIGURA 9-4 DFC PARA 2DO TRAMO	89
FIGURA 9-5 DMF PARA 4TO TRAMO	89
FIGURA 9-6 DMF PARA 2DO TRAMO.....	90
FIGURA 9-7 ARMADO DE ESCALERA PARA TRAMO 2.....	90



1. Generalidades

1.1. Principales características de la edificación

El proyecto se ubica en el distrito de Pueblo Libre, departamento de Lima y consiste en un edificio de cinco niveles con azotea con altura de piso a piso de 3.8 m, la forma en planta es rectangular con dimensiones de 31.0 y 14.4 m. Este edificio es uno de los varios bloques de una universidad. Aledaño a este, en el bloque 2, se encuentran los servicios higiénicos.

El suelo sobre el cual se apoya tiene una capacidad admisible de 4 kg/cm² y la edificación se cimentará a una profundidad mínima de 1.5 m. El sistema estructural empleado será el de muros y pórticos de concreto armado. Las vigas principales tienen luces de seis y once metros con peraltes de 0.60 y 0.85 m.

Adicionalmente, presenta un volado de dos metros que es el corredor para la circulación de los estudiantes, con parapetos perimétricos de un metro de altura. Para conectar los niveles, el edificio cuenta con dos ascensores y una escalera. Por último, en cada nivel hay dos salones con capacidad para 54 alumnos que serán usados para el dictado de clases. La planta típica se presenta en la Figura 1-1.

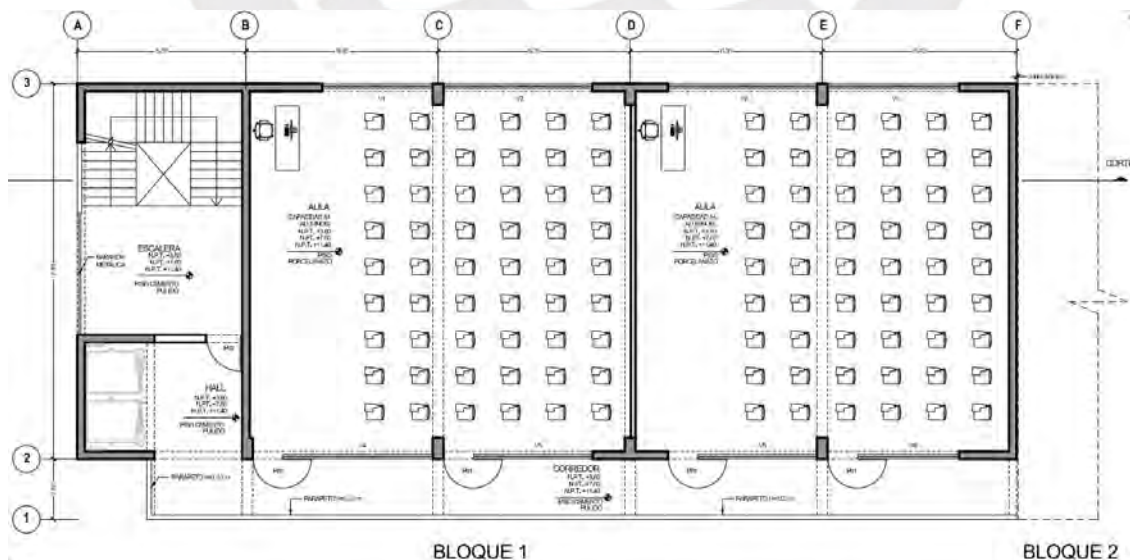


Figura 1-1 Planta de arquitectura

1.2. Objetivos

Objetivo general: Diseñar la estructura de uno de los bloques de un pabellón de aulas de una universidad.

Objetivos específicos:

- Pre dimensionar y estructurar la edificación con la menor cantidad de cambios posibles en la arquitectura
- Modelar la edificación en un software de cálculo estructural, como ETABS, para realizar el análisis sísmico dinámico y estático siguiendo los lineamientos de la Norma E.030
- Diseñar todos los elementos estructurales presentes en la edificación, como son los elementos horizontales, verticales y las cimentaciones siguiendo los lineamientos de la Norma E.060
- Elaborar los planos con ayuda de un software, como AutoCAD, que reflejen los resultados obtenidos del diseño realizado

1.3. Normas a utilizar

Para llevar a cabo un diseño adecuado de esta edificación es necesario cumplir con las solicitudes mínimas que exige el Reglamento Nacional de edificaciones (RNE). En particular, para la parte estructural es necesario cumplir con los siguientes capítulos del RNE:

- Norma Técnica de Edificaciones (NTE) E.020 Cargas, ya que establece los valores de las cargas muertas y las cargas vivas presentes en el proyecto.
- NTE E.030 Diseño Sismorresistente, el cual brinda las exigencias para llevar a cabo el análisis estático y dinámico de la edificación.
- NTE E.060 Concreto Armado, puesto que establece los requisitos mínimos que tienen que cumplir los elementos estructurales en su diseño.

1.4. Propiedades mecánicas de los materiales a emplear

El edificio fue diseñado tomando en cuenta que la estructura es de concreto armado. Este material consiste en la combinación del acero de refuerzo y el concreto; el concreto es un material compuesto formado de agregado grueso, agregado fino, aditivos, cemento y agua (Harmsen, 2017). Adicionalmente, el acero de refuerzo a usar será acero corrugado ASTM A615 grado 60.

Propiedades mecánicas del concreto:

- Resistencia a la compresión:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad (1)$$

- Módulo de elasticidad (NTE E.060, 2009):

$$E = 15000 * \sqrt{f'c} = 220,000 \text{ kg/cm}^2 \quad (2)$$

- Módulo de corte (NTE E.060, 2009):

$$G = \frac{E}{2.3} \quad (3)$$

Propiedades mecánicas del acero ASTM A615:

- Esfuerzo de fluencia mínimo:

$$f_{y \text{ min.}} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad (4)$$

- Esfuerzo último mínimo:

$$f_{u \text{ min.}} = 6300 \text{ kg/cm}^2 \quad (5)$$

- Módulo de elasticidad:

$$E = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2 \quad (6)$$

1.5. Cargas a utilizar

Según el Anexo 1 de la NTE E.020 (2006) el peso unitario para el concreto armado es de 2400 kg/m³. Asimismo, para las losas aligeradas convencionales, el Anexo 1 también presenta una tabla para los diversos espesores de losas. En este edificio se usó losas de 0.20 y 0.25 m. de espesor, por lo que se tienen pesos de 300 y 350 kg/m² respectivamente.

Tabla 1-1

Tabla de peso propio de losas aligeradas convencionales

Espesor del aligerado (m)	Peso propio (kgf/m ²)
0.20	300
0.25	350

Nota. Adaptado de: NTE E.020 Cargas, 2006.

Adicionalmente, la Tabla 1 de la NTE E.020 (2006) indica que se debe de considerar como mínimo una carga viva de 250 kg/m² para los ambientes destinados a aulas, mientras que para los corredores y la escalera la carga viva mínima es de 400 kg/m²; por último, para la azotea se especifica 100 kg/m².

1.6. Aspectos generales del diseño de concreto armado por resistencia

El diseño de concreto armado por resistencia consiste en brindarle al elemento estructural una resistencia mayor a la demanda última ocasionada por las cargas de gravedad y las cargas sísmicas. Para ello, se reduce la resistencia del elemento por un factor de reducción y se amplifican las cargas por los factores de amplificación de acuerdo al tipo de falla esperado. (Harmsen, 2017)

Factores de reducción empleadas por la Norma E.060 (2009):

- ✓ Flexión sin considerar carga axial: $\phi = 0.90$
- ✓ Cortante: $\phi = 0.85$
- ✓ Flexo compresión y compresión: $\phi = 0.70$ (Elementos con estribos)

Casos de cargas amplificadas especificados en la Norma E.060 (2009):

✓ Caso estático:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV \quad (7)$$

✓ Cargas con sismo:

$$CU = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad (8)$$

$$CU = 0.90CM \pm CS \quad (9)$$

Para el diseño de los elementos de concreto armado se emplearán las siguientes fórmulas (NTE E.060, 2009):

Resistencia a la fuerza cortante

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (10)$$

Acero mínimo en losas y zapatas:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h \quad (11)$$

Formulas a utilizar para el diseño por flexión:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (12)$$

$$\phi Mn = \phi * f_y * A_s * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (13)$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b}{f_y} * \left[d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} \right] \quad (14)$$

$$A_{s_{min}} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d \quad (15)$$

$$A_{s_{max}} = 1.59\%. b. d \quad (16)$$

1.7. Características de los elementos no estructurales del proyecto

El proyecto cuenta con parapetos de concreto armado de un metro de altura y 0.15 m. de espesor que servirán de límite perimetral para el corredor en los pisos típicos y en la azotea se usará en todo el perímetro. Se usarán tabiques para dividir los ambientes y en la fachada posterior (eje 2) de material de *dry wall* de 0.15 m. de espesor, en la fachada anterior (eje 3) se usará albañilería confinada de un metro que servirá de alfeizar.

2. Estructuración y pre dimensionamiento

2.1. Estructuración

Este proceso consiste en ubicar los elementos estructurales siguiendo los siguientes criterios básicos (Blanco, 1997), que permiten obtener una estructura sencilla para así poder predecir de forma más confiable la respuesta de la estructura ante el sismo.

- Simplicidad y simetría. Con el fin de tener una estructura simétrica en la dirección X-X se colocó 2 pórticos en los ejes 2 y 3 estructurándolo con similares longitudes en las columnas y las placas. Mientras que en la dirección Y-Y se estructuró 2 placas de igual tamaño en los ejes B y F e iguales pórticos en los ejes C, D y E.
- Uniformidad y continuidad. Se estructuró las placas en la caja del ascensor (ejes 2 y A), en la escalera (ejes 3 y A), y en los muros laterales de los salones (ejes B y F), puesto que, estos serán continuos hasta la azotea.
- Adecuada rigidez lateral. La rigidez lateral propuesta en la dirección X-X viene dada por la placa del ascensor y la placa de 8.10 m. de longitud ubicada en el eje 3. Mientras que en el eje Y-Y se propuso placas de 12.4 m. de longitud en la dirección en los ejes B y F.

- Garantizar diafragma rígido, para ello se está usando losas aligeradas convencionales y losas macizas en la zona de los ascensores y escalera para asegurar el diafragma rígido en esa zona, ya que se tienen las aberturas de la escalera y el ascensor, además se tendrán grandes cargas en esa zona debido a que allí se encuentran la mayor cantidad de placas y es necesario que la losa sea lo suficiente rígida para poder transmitir adecuadamente las cargas, en el caso de la azotea, se quitarán las losas macizas y se colocaron losas aligeradas, salvo en el encofrado del ascensor que está 1.50 m. más arriba del nivel de piso terminado y será macizo por temas de anclaje de los equipos.

2.2. Pre dimensionamiento

Parte inicial de un proyecto de estructuras es pre dimensionar los diversos elementos estructurales, es decir, elegir dimensiones iniciales adecuadas de las losas, vigas, columnas, muros de corte y escaleras. El elegir correctamente las dimensiones iniciales permiten no realizar cálculos iterativos. Para elegir correctamente las dimensiones se usó de referencia el libro del ingeniero Antonio Blanco: Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, que presenta recomendaciones para el pre dimensionamiento de los elementos estructurales.

2.2.1. Losas

Las losas se pre dimensionarán según la luz presente, de acuerdo a las siguientes recomendaciones expuestas en el libro del ingeniero Antonio Blanco (1994) para los aligerados, que aplica para sobrecargas no mayor a 350 kg/m², recomienda:

- $h=0.25$ m. para luces entre 5.0 y 6.5 m.

Para el caso de las losas macizas, se tiene la misma recomendación reduciendo en 0.05 m. el peralte de lo expuesto anteriormente. En la planta se identifica que la luz más crítica de

los aligerados es de 6 m, por lo tanto, se optará por un peralte de 0.25 m. a cargo de verificar posteriormente. Para el caso de las losas macizas, la longitud más larga es de 5.2 m, por lo que, se colocará de peralte 0.20 m. Por último, para la azotea debido a su baja carga viva (100 kg/m²) se optará por aligerados de 0.20 m. de peralte para reducir el peso de la estructura.

2.2.2. Vigas peraltadas

Se pre dimensionan los peraltes siguiendo el criterio de $h=L/14$ para las vigas de 11 m de luz y $h=L/12$ para el resto. Para el caso de los anchos se usará un valor entre 0.3H y 0.5H, considerando como mínimo 0.25 m. para las vigas sismorresistentes (Blanco, 1994).

La viga más crítica cuenta con una luz de 11 m, se ubican en los ejes C, D y E, por lo que se optó por un peralte de 0.85 m. de peralte y 0.35 m. de ancho. Para el resto de vigas sismorresistentes ubicadas en los ejes 2, 3 y A se colocó un peralte de 0.60 m. con 0.25 m. de ancho.

2.2.3. Columnas

La planta cuenta con placas en ambas direcciones principales, por lo tanto, se puede pre dimensionar la sección de la columna con la siguiente relación recomendada por el ingeniero Antonio Blanco (1994):

$$\text{Área de columna} = \frac{P (\text{servicio})}{0.45 * f'c}$$

Se estimó la carga axial con la siguiente relación:

$$P = \text{Área tributaria} * \#\text{pisos} * 1 \text{ ton/m}^2$$

Se consideró como peso promedio 1 ton/m², ya que es un valor muy usual en edificaciones de concreto armado, más adelante se corroborará dicha suposición.

Para la columna entre los ejes C y 2, se tiene:

$$\text{Área tributaria} = 47.5 \text{ m}^2$$

$$P = 237 \text{ ton}$$

$$\text{Área de columna} = 2500 \text{ cm}^2$$

Por lo cual, se optó por columnas de 35x70, en todos los ejes C y E.

2.2.4. Muros de corte

Se cuentan con placas muy alargadas en ambos ejes, por lo tanto, soportarán casi todo el cortante sísmico, además esta edificación es tipo A2, por lo que debe diseñarse con $U=1.5$, es decir, con un 50% más de carga sísmica que las edificaciones comunes. Como espesor se escogió 0.25 m. en todos los muros. Adicionalmente, para determinar la longitud, se iniciará con lo planteado en la estructuración, y en caso se requiera, estas dimensiones se modificarán para cumplir con el análisis sísmico y las posibles irregularidades por torsión en planta.

2.2.5. Escaleras

Se pre dimensionará el espesor de la garganta según la luz presente, siguiendo la siguiente recomendación (Blanco, 1994):

- $e=15\text{cm}$ para luces menores de 4.5 m.
- $e=20\text{cm}$ para luces entre 5.5 y 6.5 m.

La escalera tiene dos luces, de 3.80m (en la dirección Y) y 5.20m (en la dirección X), por lo que, se optó por una garganta de 0.15 m. para el primer caso y de 0.20 m. para el segundo caso.

2.3. Planos

De lo planteado anteriormente, se obtienen las siguientes plantas estructurales:

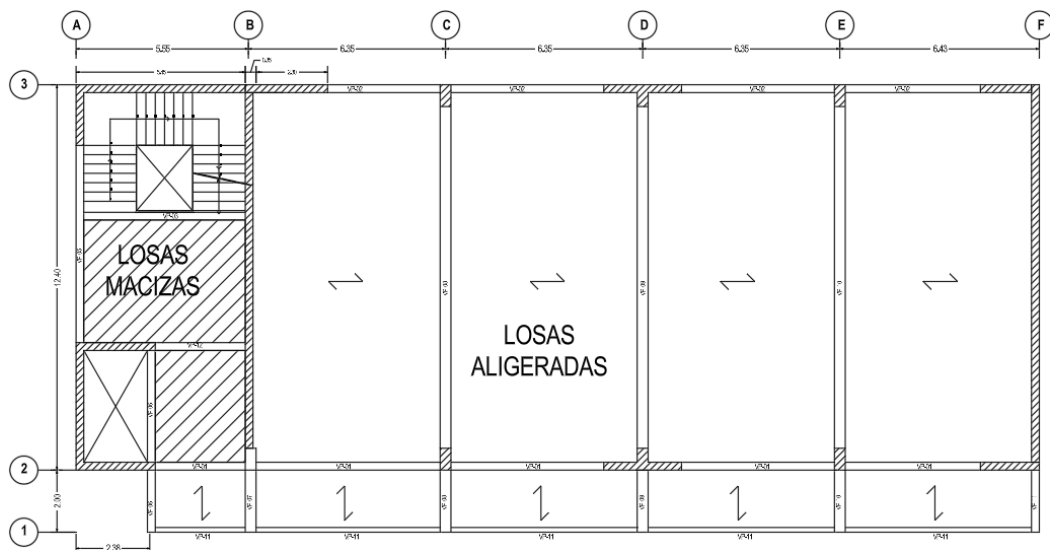


Figura 2-1 Planta típica estructural

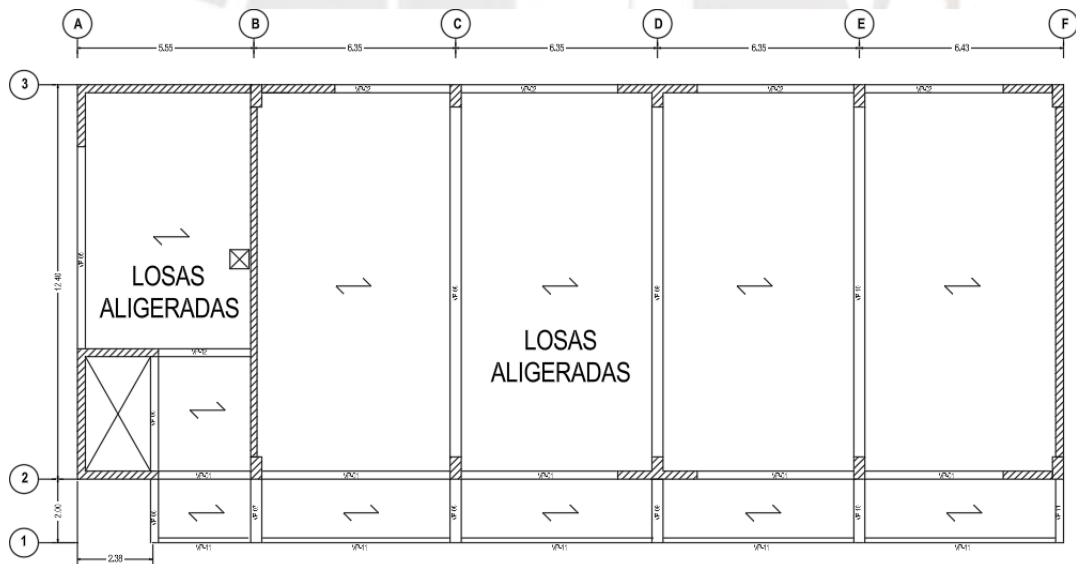


Figura 2-2 Planta estructural de la azotea

3. Análisis sísmico

3.1. Parámetros sísmicos de la edificación

Los siguientes parámetros sísmicos indicados son extraídos de acuerdo a lo indicado por la Norma E.030 (2018).

3.1.1. Factor de zona

La edificación se ubica en Pueblo Libre, Lima, categorizado por la norma de diseño sismorresistente por su ubicación como zona 4. Por lo tanto, se le asigna un factor $Z=0.45$.

3.1.2. Condiciones geotécnicas

De acuerdo a los estudios de suelos realizados en el terreno, se concluyó que el suelo sobre el cual se apoyará la edificación está clasificado como S1: Roca o suelo muy rígido. Con los datos anteriores, se extrae como factor $S=1$, correspondiente a zonas Z4 y suelos S1. Asimismo, los valores de T_P y T_L son de 0.4 s y 2.5 s respectivamente.

3.1.3. Factor de amplificación sísmica

Este factor indica qué tanto se modificará el valor de las sollicitaciones en comparación a las obtenidas en el suelo, este está en función al periodo de la edificación (T) y a los parámetros T_P y T_L :

$$\begin{array}{ll} T < 0.4 & C = 2.5 \\ 0.4 < T < 2.5 & C = 2.5 * \frac{T_P}{T_L} \\ T > 2.5 & C = 2.5 * \frac{T_P * T_L}{T^2} \end{array}$$

3.1.4. Factor de uso

La edificación servirá como institución educativa universitaria, por lo que, la norma lo califica como A2, obteniendo un factor de uso $U=1.5$.

3.1.5. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas

Se necesita asumir un factor para el tipo de sistema estructural empleado, para así tener el espectro de respuesta completo. Es por ello que, debido a tener una gran cantidad de muros de corte, se asumirá que en ambos sentidos se cuenta con sistema de muros, por lo que se utilizará, $R_o=6$. Más adelante se corroborará esta asunción en función a la cantidad de cortante que toman los muros.

3.2. Masa sísmica

Debido a que la edificación es categorizada como A2, se tendrá que considerar para el peso sísmico la carga permanente con el 50% de la carga viva en todos los techos, salvo la azotea que solo se considerará el 25%. Porcentajes dispuestos por el artículo 26 de la norma E.030 (2018).

Tabla 3-1

Pesos de los pisos típicos

Descripción	kg/m ²	Área por piso (m ²)	Peso por 4 pisos (ton)
Losas aligeradas e=25 cm	350.0	335.8	470
50% s/c aula	125.0	297.7	149
Losa maciza e=20 cm	480.0	31.0	59
Piso terminado	100.0	381.6	153
50% s/c pasadizo y escalera	200.0	96.6	77
Sub total 1 (ton)			908

Tabla 3-2

Pesos en la azotea

Descripción	kg/m ²	Área (m ²)	Peso (ton)
Losas aligeradas e=20 cm	300.0	388.1	116
25% s/c	25.0	410.4	10
Losa maciza e=20 cm	480.0	7.4	4
Piso terminado	100.0	410.4	41
Sub total 2 (ton)			171

Tabla 3-3

Peso de la escalera

ESCALERA	kg/m ²	Área por piso (m ²)	Peso por 4 pisos(ton)
Peso propio	623	16.0	39.9
Piso terminado	100	16.0	6.4
Sub total 3 (ton)			46

Tabla 3-4

Pesos de vigas

VIGAS	L (m)	Área (m ²)	Peso (ton)
V25x60	69.9	0.2	126
V15x60	28.7	0.1	31
V35x60	7.4	0.2	19
V35x85	33.0	0.3	118
Sub total 4 (ton)			293

Tabla 3-5

Pesos de columnas y placas

ELEMENTOS VERTICALES	H (m)	Área (m ²)	Peso (ton)
COL 35x70	19.9	1.2	59
COL Te	19.9	1.6	75
PL-01	19.9	2.2	104
PL-02	19.9	3.0	145
PL-03	19.9	2.9	137
PL-04	19.9	3.9	188
Sub total 5 (ton)			707

Tabla 3-6

Pesos de elementos no estructurales

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	kg/m ²	L (m)	H (m)	Peso (ton)
Drywall	25.0	11.0	11.8	3
Drywall	25.0	16.2	4.0	2
Parapeto concreto e=0.15m	360.0	161.5	1.0	58
Parapeto ladrillo 1.15 m. e=0.15m	202.5	17.9	4.6	17
Sub total 6 (ton)				80

De las Tablas 3-1 al 3-6 se estima el peso realizando un metrado manual obteniendo 2206 ton. Se tiene como promedio de peso por piso típico 445 ton y en la azotea 368 ton.

Asimismo, se introdujeron las cargas presentes al modelo hecho en el software ETABS, y se crea un caso de carga considerando 100%CM+50%CV+25%AZOTEA. Arrojando los siguientes pesos por piso (Tabla 3-7).

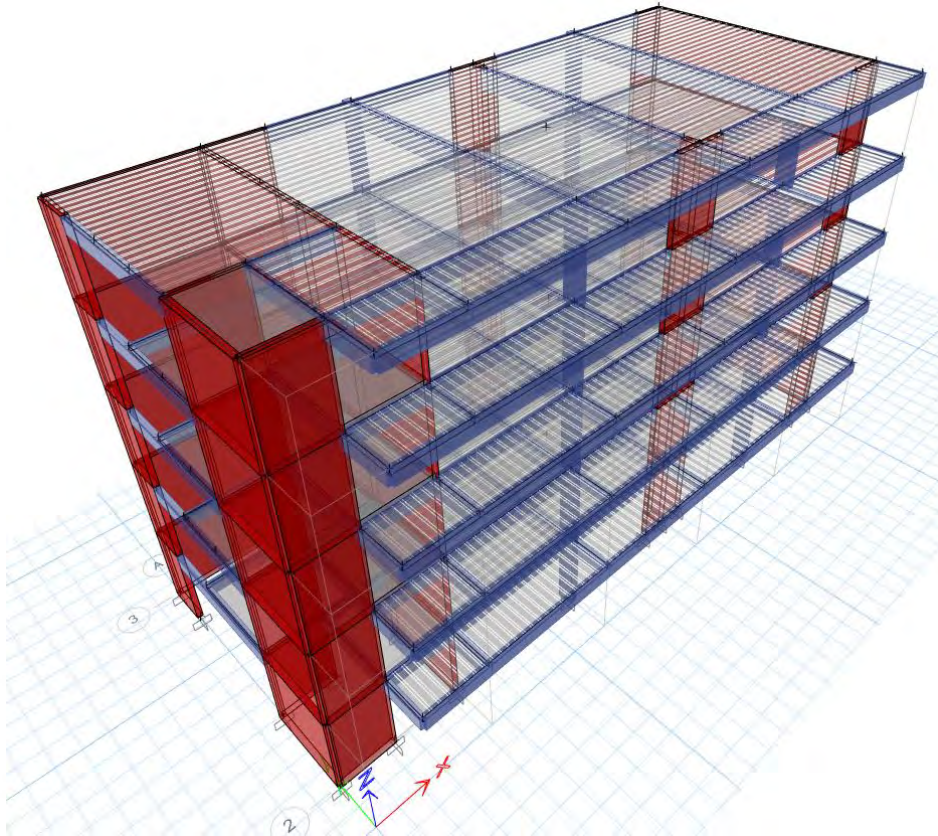


Figura 3-1 Modelo tridimensional del edificio

Tabla 3-7

Pesos obtenidos mediante ETABS

	PESO (ton)	Ratio (ton/m ²)
PISO1	448.4	1.02
PISO2	451.3	1.02
PISO3	451.3	1.02
PISO4	451.3	1.02
PISO5	382.1	0.87
Peso total	2211	

En la Tabla 3-7 se verifica que se tiene como peso total un valor casi igual al obtenido manualmente. A su vez, se tiene aproximadamente 1 ton/m² de peso por piso, ratio que coincide con el usado para pre dimensionar las columnas.

3.3. Centro de masa y centro de rigidez

Con ayuda del software ETABS se determinan tanto el centro de masa como el centro de rigidez para validar que salgan resultados coherentes de acuerdo a la estructura presente.

Tabla 3-8

Centro de masa y de rigidez

Piso	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Excentricidad en X(m)	Excentricidad en Y(m)
Piso 1	14.85	7.32	15.42	10.41	0.57	3.09
Piso 2	14.87	7.32	16.32	11.15	1.45	3.83
Piso 3	14.87	7.32	16.74	10.77	1.87	3.45
Piso 4	14.87	7.32	16.92	10.21	2.05	2.89
Piso 5	14.97	7.14	17.05	9.84	2.08	2.70

En la Tabla 3-8 se observa que a lo largo del eje X el centro de masa y el centro de rigidez son bastante cercanos esto debido a la ligera simetría que hay a lo largo del eje Y. Por otro lado, se observa una excentricidad importante en Y, esto se debe en parte al volado presente ya que cuenta con una sobrecarga considerable de 400 kg/m² y eso hará que el centro de masa se encuentre cercano a la mitad de la longitud en planta, es decir, a $14.4/2 = 7.7\text{m}$. Además, la planta típica cuenta con una placa en X mucho mayor que las otras en la parte superior, por lo que es lógico considerar que el centro de rigidez se ubicará por encima del centro de masa.

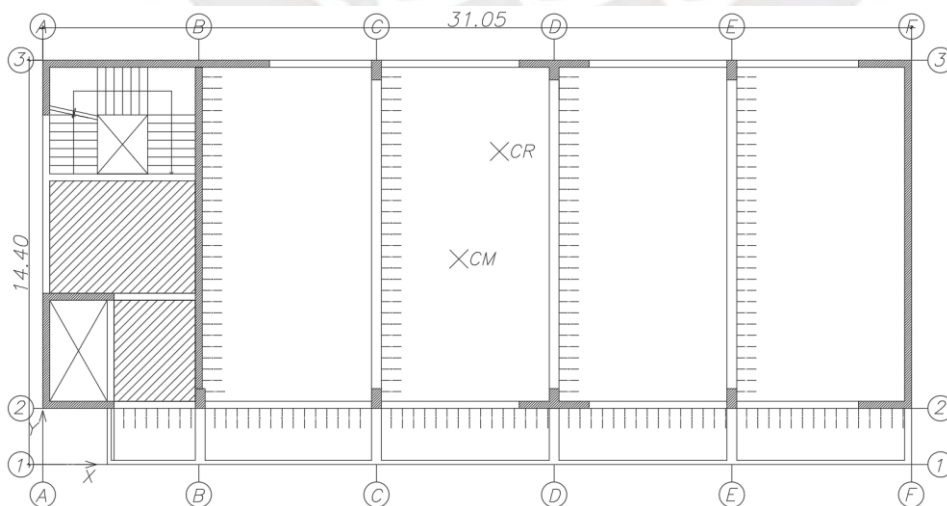


Figura 3-2 Ubicación del centro de masa y centro de rigidez en planta

3.4. Análisis de las irregularidades en planta y en altura

Debido a la importancia que tiene la edificación (A2) y a la zona donde se ubica (Z4) se tiene que asegurar que esta no presente irregularidades, esto se especifica en el Artículo 21, Tabla 10 de la Norma E.030 (2018). Es por ello que se tiene que comprobar que no se presente ninguna irregularidad.

3.4.1. Irregularidades en altura

3.4.1.1. Irregularidad de rigidez – piso blando

En la Tabla 3-9 se observa que la rigidez disminuye conforme se sube de nivel. Debido a que en los pisos inferiores se presenta mayor rigidez no se presenta esta irregularidad. Se presenta en la Tabla 3-9 el caso considerando el sismo en X, en el caso del sismo en Y la situación es la misma.

Tabla 3-9

Rigideces por piso

Piso	Rigidez por piso		Rigidez piso(i)/Rigidez piso(i+1)
	Caso de análisis	Rigidez en X (tonf/m)	
Piso 5	Sismo X-X	46155	
Piso 4	Sismo X-X	93297	2.02
Piso 3	Sismo X-X	133719	1.43
Piso 2	Sismo X-X	190766	1.43
Piso 1	Sismo X-X	416727	2.18

3.4.1.2. Irregularidades de resistencia – piso débil

Para lograr que no se presente esta irregularidad se debe de evitar lo que la norma indica: ‘Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.’ (E.060, 2009). Esta irregularidad no existe, puesto que, hay continuidad vertical en las placas y se ha diseñado conforme indica la norma de diseño E.060.

3.4.1.3. Irregularidad de masa o peso

En la Tabla 3-10 se observa que todos los pisos, salvo la azotea, presentan masas prácticamente iguales, teniendo como máxima relación 1.00, que es menor al máximo permitido por la norma, 1.5. Por lo tanto, no se presenta esta irregularidad.

Tabla 3-10

Relación de pesos por nivel

	PESO (tonf)	Pesoi/Pesoi+1
PISO 1	448	0.99
PISO 2	451	1.00
PISO 3	451	1.00
PISO 4	451	
PISO 5	382	

3.4.1.4. Irregularidad Geométrica vertical

Debido a que no hay cambios en la geometría de las plantas no hay esta irregularidad.

3.4.1.5. Discontinuidad en los sistemas resistentes

Debido a que no se presentará desalineamiento vertical de los elementos estructurales, esta irregularidad no está presente.

3.4.2. Irregularidades en planta

3.4.2.1. Irregularidad torsional

Con sismo en X se tiene:

Tabla 3-11

Relación entre deriva máxima y deriva promedio en la dirección X

PISO	Caso de análisis	Dirección	Máxima deriva	Deriva promedio	Ratio
Story5	EQXX	X	0.00275	0.00269	1.02
Story4	EQXX	X	0.00291	0.00283	1.03
Story3	EQXX	X	0.00282	0.00273	1.04
Story2	EQXX	X	0.00234	0.00225	1.04

Story1	EQXX	X	0.00114	0.00109	1.04
--------	------	---	---------	---------	------

En todos los casos se presentan ratios (Máxima deriva/Deriva promedio) menores a 1.3, por lo tanto, se comprueba que no hay irregularidad por torsión en este eje.

Del mismo modo se hace para la dirección Y.

Tabla 3-12

Relación entre deriva máxima y deriva promedio en la dirección Y

PISO	Caso de análisis	Dirección	Máxima deriva	Deriva promedio	Ratio
Story5	EQYY	Y	9.20E-04	6.70E-04	1.374
Story4	EQYY	Y	0.001	0.000734	1.362
Story3	EQYY	Y	9.87E-04	7.26E-04	1.361
Story2	EQYY	Y	0.0009	0.0006	1.348
Story1	EQYY	Y	5.12E-04	3.97E-04	1.289

En este caso sí hay ratios mayores a 1.3, pero su deriva máxima inelástica es menor a 0.0035 (Ver Tabla 3-23), que es la mitad de la deriva máxima. Por lo tanto, no se presenta esta irregularidad.

3.4.2.2. Esquinas entrantes

El proyecto presenta una esquina entrante entre los ejes A-B y 1-2 que representan en el eje Y: $2/16.4=12.2\%$ y en el eje X: $2.3/31=7.4\%$, como son menores al 20%, no se presenta esta irregularidad.

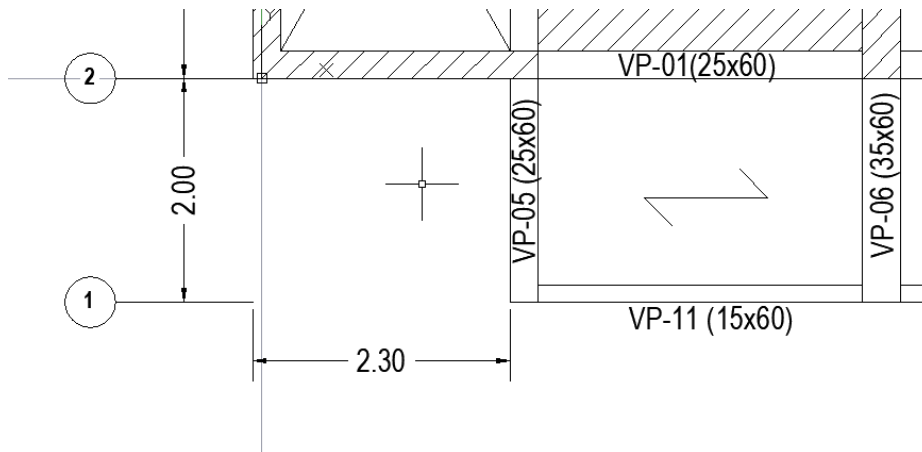


Figura 3-3 Esquina entrante en planta

3.4.2.3. Discontinuidad del diafragma

No se presenta dicha irregularidad debido a que en la zona de la escalera y el ascensor donde se presentan los ductos se cuentan con losas macizas y placas. Por lo tanto, la rigidez en esa zona compensa el efecto de los ductos.

3.4.2.4. Sistemas no Paralelos

Debido a que los ejes de los pórticos y las placas son perpendiculares entre sí, no se presenta esta discontinuidad. Por lo tanto, se tendrá como I_a e I_p valores de 1.

3.5. Procedimientos de análisis sísmico e hipótesis básicas

Para el análisis dinámico la Norma E.030 especifica dos procedimientos de análisis:

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes
- Análisis dinámico modal espectral

Considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico. Para este proyecto se realizará el análisis dinámico modal espectral.

3.5.1. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes

Este tipo de procedimiento conlleva a que las solicitaciones sísmicas se representan mediante un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masas de cada nivel de la

edificación. Debido a sus limitaciones en cuanto a sus resultados, este método solo se usará para determinar la cortante mínima en la base.

La fuerza cortante basal se calcula con la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P \quad (17)$$

Cumpliendo la siguiente limitación:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

Para determinar la fuerza cortante basal estática es necesario conocer el periodo de la edificación, ya que, de esto depende la variable C.

3.5.2. Análisis dinámico modal espectral

Este tipo de análisis consiste en la combinación de las respuestas de los modos necesarios de la estructura para cubrir el 90% de la masa total tomando como sollicitación el espectro que brinda la norma E.030. Para ello se debe de considerar como aceleración:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g \quad (18)$$

Para combinar las respuestas se usará la combinación cuadrática completa (CQC):

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i * \rho_{ij} * r_j} \quad (19)$$

Para el diseño se debe de considerar como cortante basal mínima el 80% de la cortante obtenida del análisis estático, debido a que la estructura es regular, según indica el artículo 29.4 de la Norma E.030 (2018).

Para ambos tipos de análisis se debe de considerar como excentricidad accidental un 5% de la dimensión del edificio perpendicular a la dirección de análisis, en ambas direcciones. Es

por ello que, en el programa ETABS al momento de crear los casos de cargas sísmicos, se considera el 5% de excentricidad accidental y el método de combinación CQC.

3.6. Verificación del coeficiente de reducción R

Para ello se agrupó las placas en un *Pier Label*, comando de Etabs que sirve para tener la cortante de todas las placas agrupadas, de esta manera se corrió el programa arrojando las siguientes cortantes.

Tabla 3-13

Fuerzas en el Pier 1

Piso	Caso de análisis	Vx-x (ton)	Vy-y (ton)
Piso 1	Sismo X-X	438	36
Piso 1	Sismo Y-Y	36	409

Tabla 3-14

Fuerzas totales

Piso	Caso de análisis	Vx-x (ton)	Vy-y (ton)
Piso 1	Sismo X-X	446	37
Piso 1	Sismo Y-Y	37	414

En la Tabla 3-15 se observa que las placas absorben al menos el 98% de la cortante, por lo tanto, asumir que el sistema estructural era de muros es correcto, ya que, supera el 70%, valor mínimo que exige la Norma E.030 (2018).

Tabla 3-15

Porcentaje de cortante que se llevan las placas

Dirección	Cortante
X	98.2%
Y	98.7%

3.7. Periodos de la edificación

Para el análisis estático es necesario usar el periodo del análisis traslacional, ya que, así trabaja este tipo de análisis. Los resultados de los periodos para el primero modo en cada caso de análisis se presentan en la Tabla 3-16.

Tabla 3-16

Análisis traslacional en X y Y7

Caso	Modo	Periodo (s)	UX	UY
Análisis en X	1	0.330	0.77	0.00
Análisis en Y	1	0.165	0.00	0.80

Si se considera un análisis tridimensional, con 3 grados de libertad por piso, se tiene que tener en cuenta cuantos modos se usarán para su respectiva combinación, al tener 5 niveles se tendrá 15 modos de vibración. Con ayuda del software ETABS se determinan los periodos de los modos presentes en la edificación:

Tabla 3-17

Resultados de análisis modal considerando los primeros 15 modos

Modo	Periodo (s)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.339	0.72	0.00	0.72	0.00	0.00	0.00
2	0.173	0.00	0.64	0.72	0.64	0.11	0.11
3	0.138	0.00	0.12	0.72	0.76	0.64	0.75
4	0.084	0.19	0.00	0.91	0.76	0.00	0.75
5	0.048	0.00	0.17	0.91	0.93	0.01	0.77
6	0.04	0.04	0.00	0.95	0.94	0.02	0.79
7	0.039	0.01	0.01	0.97	0.95	0.15	0.94
8	0.025	0.02	0.00	0.99	0.95	0.00	0.95
9	0.025	0.00	0.04	0.99	0.98	0.00	0.95
10	0.02	0.00	0.00	0.99	0.98	0.04	0.98
11	0.019	0.01	0.00	1.00	0.98	0.00	0.98
12	0.018	0.00	0.01	1.00	1.00	0.00	0.98
13	0.015	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.98
14	0.015	0.00	0.00	1.00	1.00	0.01	1.00
15	0.013	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00

En la Tabla 3-17 se observa que considerando 15 modos de vibración se logra cumplir la limitación del 90% que indica la Norma E.030 (2018), siendo en todos los casos el 100%. Por lo tanto, se trabajará con esa cantidad de modos. Asimismo, se observa que el modo 1 representa la traslación en X, el modo 2 en Y y el modo 3 la rotación a lo largo del eje Z.

Tabla 3-18

Comparación de periodos obtenidos en el primer modo

Caso	Periodo (s) Análisis traslacional	Periodo (s) Análisis modal	Variación
X	0.330	0.339	2.7%
Y	0.165	0.173	4.6%

Comparando los periodos obtenidos por ambos métodos se llega a la conclusión de que se obtienen resultados muy similares, habiendo una variación apenas del 4.6%. En ambos casos se tiene que al hacer el análisis traslacional se obtiene una estructura más rígida, es decir, presenta un menor valor en el periodo.

Tabla 3-19

Comparación de participación de masa obtenidos en el primer modo

Caso	U (%) Análisis traslacional	U (%) Análisis modal	Variación
X	0.77	0.72	6%
Y	0.80	0.64	20%

Con respecto a comparación de la participación de masa de ambos métodos presentada en la Tabla 3-19 se concluye que hay mucha similitud en la dirección X-X y poca similitud en la dirección Y-Y.

3.8. Cortante basal estático y dinámico

3.8.1. Cortante basal estático

Debido a que ambos periodos traslacionales, en X y en Y, son menores a T_p el valor de C es 2.5 para ambos casos. Por lo tanto, tendrán misma cortante basal estática. Haciendo uso de la Ecuación 15, se obtienen las cortantes que se muestran en la Tabla 3-20.

Tabla 3-20

Cortantes basales estáticas

Variables	Dir. X	Dir. Y
T (s)	0.33	0.165
C	2.5	2.5
P (ton)	2211.3	2211.3
V (ton)	622	622

3.8.2. Cortante basal dinámica

Con ayuda del programa se obtienen las cortantes dinámicas para cada caso.

Tabla 3-21

Cortantes dinámicas

Dirección	Vdinámica (ton)
X	446
Y	414

3.9. Amplificación de fuerzas sísmicas

De acuerdo al artículo 24.1.1 de la norma E.030 (2018), para estructuras regulares se tomarán como cortante basal de diseño al menos el 80% de la cortante basal estática.

Tabla 3-22

Factores de amplificación para las cargas sísmicas

Dirección	Vdin. (ton)	80%Vest.	Factor de escala	Vdiseño (ton)
X	446	498	1.11	498
Y	414	498	1.20	498

Por lo tanto, se tendrá que amplificar las solicitaciones con los factores de escalas calculados.

3.10. Control de derivas de entrepiso

La Norma E.030 (2018) indica que para calcular las derivas se tiene que usar las deformaciones inelásticas que se obtienen multiplicando las deformaciones elásticas por un factor de 0.75R (4.5), que es para estructuras regulares. Aplicándole el factor se obtuvieron las siguientes derivas:

Tabla 3-23

Comparación de periodos obtenidos en el primer modo

Caso	Deriva elástica	Factor de amplificación	Deriva inelástica
X	0.0765%	0.75*6=4.5	0.34%
Y	0.026%	0.75*6=4.5	0.11%

De la Tabla 3-23 se observa que la deriva máxima en X es de 3.4 por mil, mientras que la deriva máxima en Y es de 1.1 por mil. En resumen, se presentan derivas menores al máximo permitido por la norma para edificaciones de concreto armado, que es 0.007.

3.11. Desplazamientos máximos y junta sísmica

Con ayuda del programa ETABS se pueden obtener los desplazamientos inelásticos presentados en la Tabla 3-24, no se está calculando en la dirección Y ya que no presenta límite de propiedad.

Tabla 3-24

Desplazamientos máximos para la dirección X-X

Dirección	Dmax (cm)
X	5.37

Para determinar la junta sísmica se usa el máximo entre $2/3$ del desplazamiento máximo obtenidos en la Tabla 3-24 y $s/2$, s se estima como $0.006H$, siendo $H=19m$.

Tabla 3-25

Determinación de la junta sísmica

Dirección	$2/3D_{max}$ (cm)	$s/2$ (cm)	Junta sísmica (cm)
X	3.58	5.7	7.5

Por lo tanto, se tendrá que dejar como junta sísmica 7.5 cm.

4. Diseño de losas aligeradas y macizas

4.1. Modelo empleado

Se realizará como cálculo típico las losas ubicadas entre los ejes 2 y 3 de los pisos típicos. Las losas aligeradas son las convencionales de altura 25 cm y la losa maciza es de 20 cm de espesor.

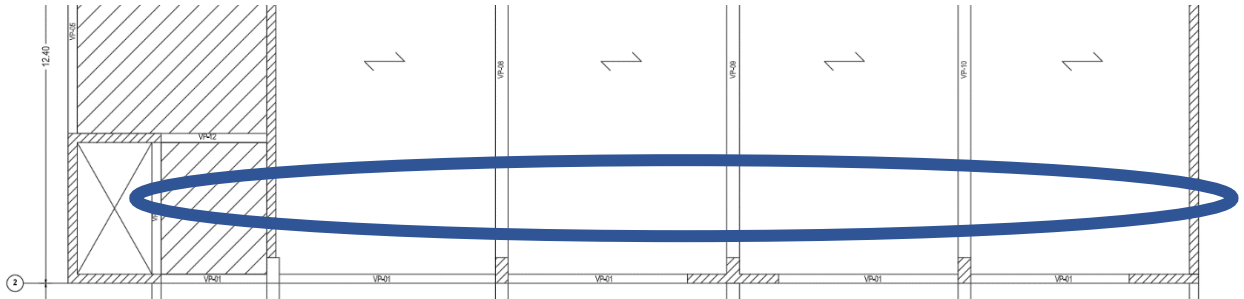


Figura 4-1 Ubicación de las losas a ser diseñadas

Debido a que la relación de lados de la losa maciza es cercana a uno, este se modeló como *Shell-thin* (lado izquierdo) y los aligerados como *frames* de sección tipo T espaciados 40 cm. Las placas (ejes B y F) presentes se considerarán bi empotrada en sus extremos. Las condiciones de borde de las losas macizas se consideraron articuladas, es decir, como apoyo simple.

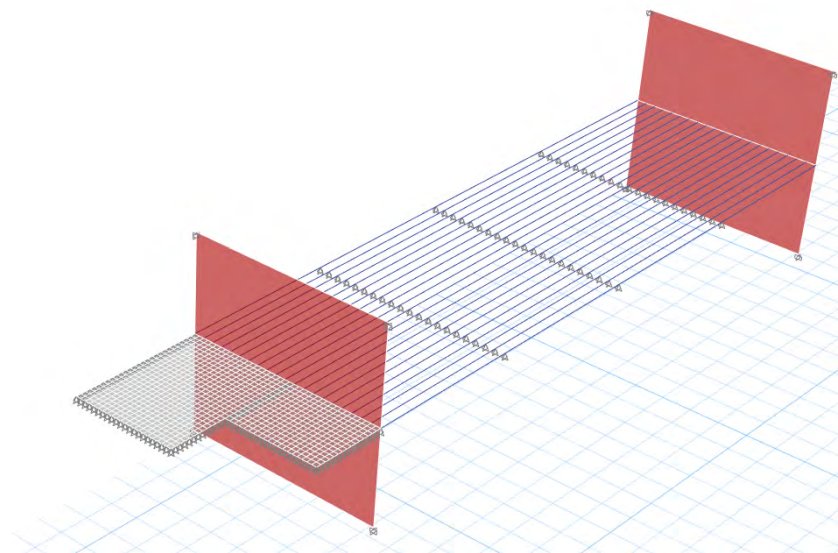


Figura 4-2 Idealización del modelo estructural de las losas, al lado izquierdo losa maciza.

4.2. Metrado de cargas

Sobre las losas aligeradas están presentes como cargas muertas su peso propio y el piso terminado y como carga viva la sobrecarga de 250 kg/m². Igualmente, sobre la losa maciza actúan las mismas fuerzas, siendo para ese caso el valor de la sobrecarga 400 kg/m².

Tabla 4-1

Metrado de carga para las losas aligeradas

Losa aligerada h=25 cm	kg/m ²	ancho (m)	W (kg/m)	Factor de amplificación	Wu (kg/m)
Peso propio	350	0.4	140	1.4	196
Piso terminado	100	0.4	40	1.4	56
s/c	250	0.4	100	1.7	170
Wu (kg/m)					422

Tabla 4-2

Metrado de carga para las losas macizas

Losa maciza h=20 cm	kg/m ²	Factor de amplificación	Wu (kg/m ²)
Peso propio	480	1.4	672
Piso terminado	100	1.4	140
s/c	400	1.7	680
Wu (kg/m ²)			1492

La carga última (Wu) se obtiene amplificando las cargas muertas por 1.4 y las cargas vivas por 1.7.

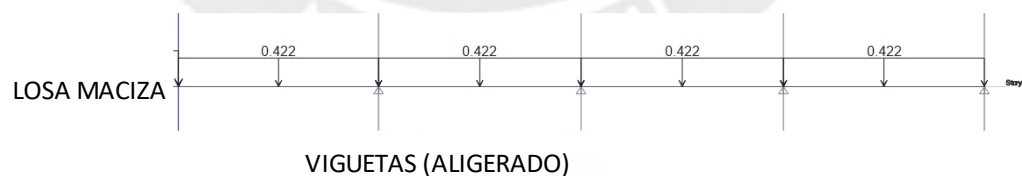


Figura 4-3 Asignación de carga de una vigueta

4.3. Análisis estructural para cargas de gravedad

Realizando el análisis se obtienen los siguientes diagramas de momentos y cortantes tanto para las losas aligeradas como las macizas:

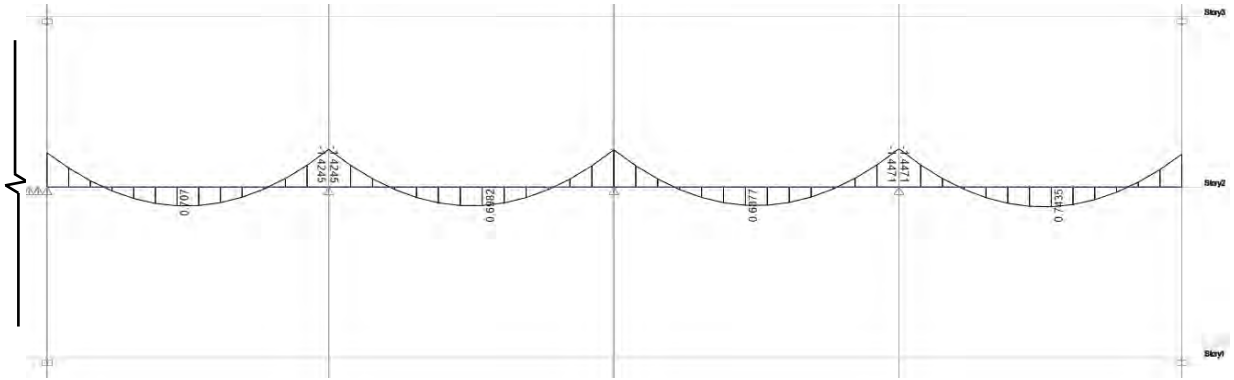


Figura 4-4 DMF (ton.m) de una vigueta de la losa aligerada

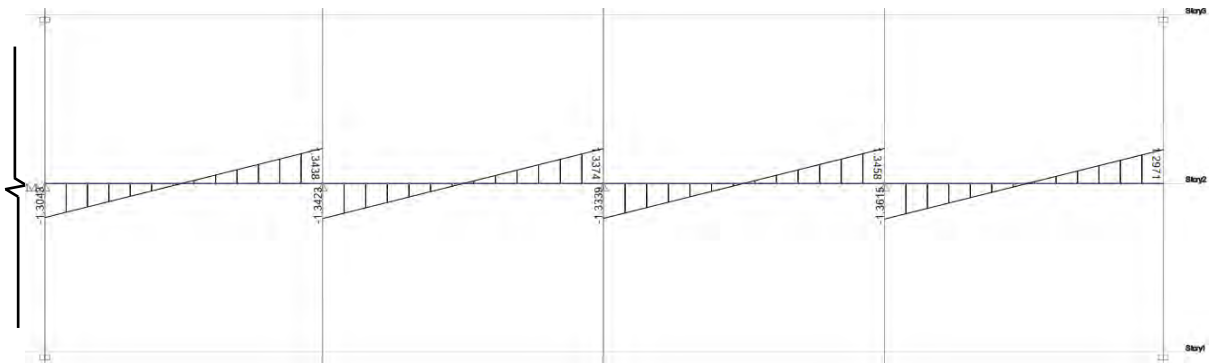


Figura 4-5 DFC (ton) de una vigueta de la losa aligerada

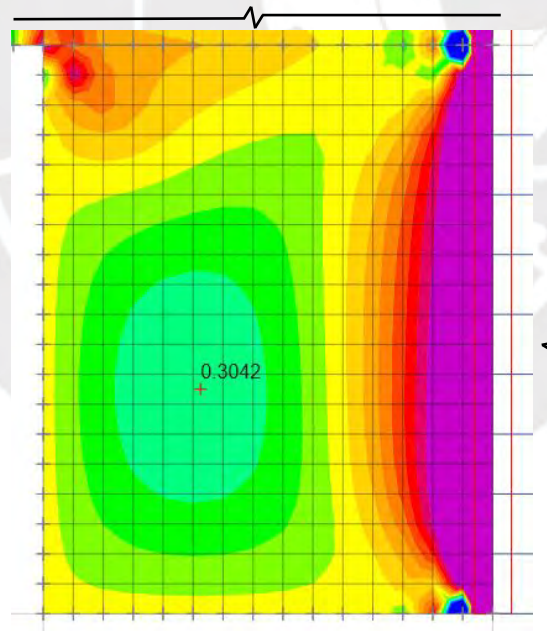


Figura 4-6 DMF (ton.m/m) Mx-x de la losa maciza

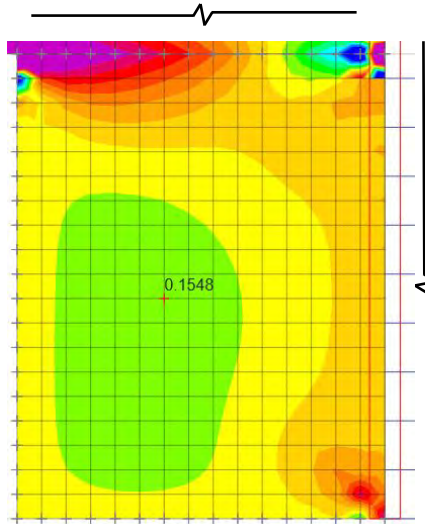


Figura 4-7 DMF (ton.m/m) M_{y-y} de la losa maciza

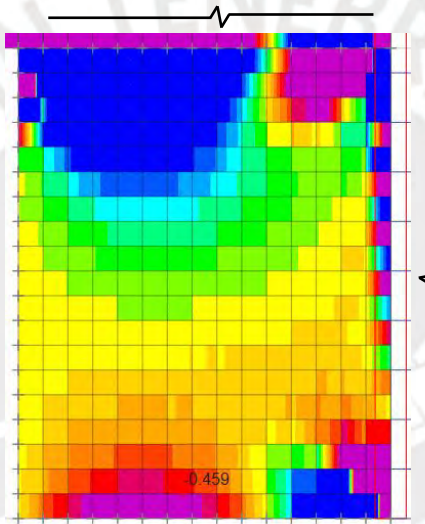


Figura 4-8 DFC (ton/m) V_{y-y} de la losa maciza

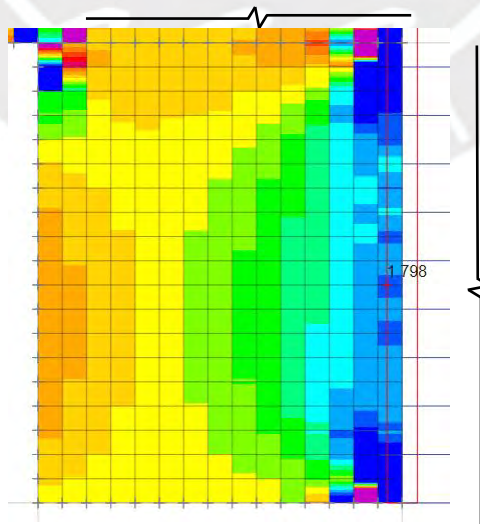


Figura 4-9 DFC (ton/m) V_{x-x} de la losa maciza

4.4. Diseño por cortante

Debido a que no se colocan estribos a estos elementos estructurales, la resistencia a la fuerza cortante será proporcionada en su totalidad por el concreto, en este caso por las secciones de las viguetas y de las losas macizas. En caso se requiera, se colocarán ensanches en los aligerados para aumentar la capacidad a cortante de la sección.

Se emplea la fórmula para determina la capacidad de la sección para la fuerza cortante, para el caso del aligerado se permite aumentar su capacidad a cortante en 10% (NTE E.060). Se tiene para los aligerados convencionales de 25 de peralte la siguiente resistencia a cortante:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53\sqrt{210} * 10 * 22 = 1.58 \text{ ton}$$

Para el diseño se permite usar la fuerza cortante a una distancia “d” de la cara del apoyo. La V_u máxima a la cara del apoyo es de 1.29 ton, que es menor al ϕV_c , por lo tanto, no se necesitan ensanches.

Para el caso de la losa maciza, se tiene como resistencia a cortante para 1 metro de ancho:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53\sqrt{210} * 100 * 17 = 11.1 \text{ ton/m}$$

Se tiene como fuerza cortante última 2 ton al eje de la viga, siendo menor al ϕV_c , por lo tanto, se satisface el diseño por cortante.

4.5. Diseño por flexión

Para el diseño se debe de tener en cuenta los valores de los aceros mínimo y máximos, para una losa aligerada de 25 cm de peralte se tiene (Ottazzi, 2011):

$$\begin{array}{ll} A_{s_{min-}} = 1.15 \text{ cm}^2 & A_{s_{min+}} = 0.53 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{max-}} = 3.50 \text{ cm}^2 & A_{s_{max+}} = 8.29 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Se determina el acero de temperatura para la losa aligerada en 1m:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2 / \text{m} = 6\text{mm}@0.25\text{m}$$

Se determina el acero mínimo para la losa maciza en 1m:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2 / m = 3/8" @ 0.20m$$

Para el caso de la losa maciza de 20 cm se tiene como acero máximo (Ottazzi, 2011):

$$A_{s_{max}} = 1.59\% . b . d = 27.0 \text{ cm}^2 / m$$

4.5.1. Diseño por flexión de losas aligeradas

Empleando las fórmulas 12, 13 y 14 indicadas en la sección 1.6, se obtiene para los aceros positivos:

Tabla 4-3

Armado de aceros positivos en losas aligeradas ($b^+=0.40m$, $d^+=0.22m$)

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
Mu (ton.m)	0.71	0.70	0.69	0.74
b (cm)	40	40	40	40
a (cm)	0.51	0.50	0.49	0.53
a < 5cm	Ok	Ok	Ok	Ok
As.req (cm2)	0.86	0.85	0.84	0.91
Varillas	1 Φ 3/8+8mm	1 Φ 3/8+8mm	1 Φ 3/8+8mm	1 Φ 3/8+8mm
As.col (cm2)	1.21	1.21	1.21	1.21

Para el caso de los aceros negativos se tiene:

Tabla 4-4

Armado de aceros negativos en losas aligeradas ($b^-=0.10m$, $d^-=0.22m$)

	Tramo 1 izquierda	Tramo 2 izquierda	Tramo 3 izquierda	Tramo 4 izquierda	Tramo 4 derecha
Mu (ton.m)	1.15	1.21	1.20	1.23	1.02
b (cm)	10	10	10	10	10
a (cm)	3.52	3.74	3.71	3.81	3.17
As.req (cm2)	1.50	1.59	1.58	1.62	1.41
Varillas	3 Φ 3/8(*)	1 Φ 1/2 +1 Φ 3/8	1 Φ 1/2 +1 Φ 3/8	1 Φ 1/2 +1 Φ 3/8	2 Φ 3/8
As.col (cm2)	2.13	2.00	2.00	2.00	1.42

(*) Se está colocando 3 Φ 3/8" debido a que está aledaño a la losa maciza por lo que se armó con 3/8" @ .20+3/8" @ .40. De esta manera, se arma los aceros en el plano realizando los cortes según corresponda.

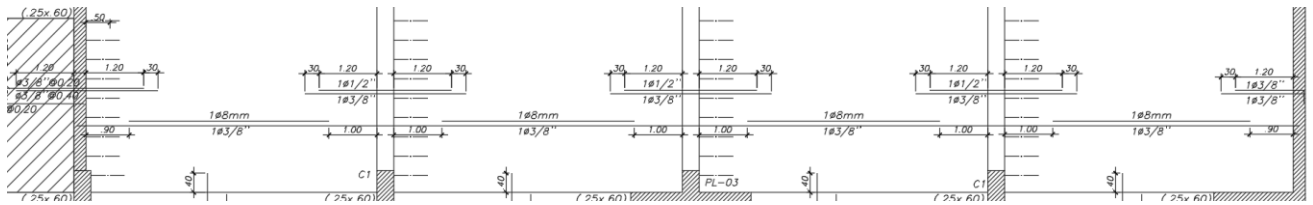


Figura 4-10 Armado de las losas aligeradas

Para realizar los cortes de los bastones primero se determinó el corte teórico con ayuda del software ETABS, es decir, se determinó la resistencia del acero que se corrió (3/8” por ejemplo) y en función a esa resistencia se determinó la ubicación con respecto al nudo con la placa o viga. A partir de ese corte teórico se le agregará el máximo entre d , $12db$ o $L_n/16$, desde el punto de inflexión, para el caso de aceros negativos. Para los aceros positivos solo basta agregarle d o $12db$, el mayor. Adicionalmente, la longitud de los bastones tiene que ser por lo menos su longitud de desarrollo. (E.060, 2006)

Como cálculo típico se determinará el bastón del acero negativo para el primer tramo del aligerado. Para ello se determina la capacidad resistente de 1 barra de 3/8” cada 40 cm. Esto se ubica a 0.60m al eje de la viga, este valor se le tiene que restar la mitad del ancho de la placa y sumarle d o $12db$.

Tabla 4-5

Longitud adicional del bastón

Descripción	Distancia (cm)
d	22.0
12db	15.2
Máximo	22.0

Se observa en la Tabla 4-5 que para el acero negativo predomina el peralte efectivo, lo mismo ocurre para el acero positivo. Por lo tanto, termina quedando como longitud de bastón:

$$L = 0.60 - \frac{0.25}{2} + 0.22 = 0.70 \text{ m}$$

Además, se verifica que la longitud del bastón es mayor a la longitud de desarrollo de un acero de 3/8”, que es 45 cm. Se siguió el mismo procedimiento para los demás bastones de las

losas aligeradas. Para la longitud final del bastón a usar también se tomó en cuenta las recomendaciones brindadas por mi asesor para elementos estructurales que trabajan por gravedad y es la de L/4 para bastones negativos y L/7 y L/6 para bastones positivos, esto para tomar en cuenta la alternancia de la carga viva.

4.5.2. Diseño por flexión de losas macizas

Para el diseño se iniciará colocándole acero mínimo y luego con bastones se completará la demanda requerida. Anteriormente se determinó que necesita 3.6 cm²/m y este acero se puede distribuir tanto arriba como abajo, dándole abajo 2/3 del acero mínimo y en la parte superior 1/3 (E.060, 2006).

Se opta por usar barras de 3/8" cada 20 cm tanto para el acero positivo como negativo, 3.55 cm²/m. Se determinarán las resistencias que aportan dichas cantidades de acero.

Tabla 4-6

Determinación de la resistencia de los aceros mínimos

	As+	As-
Área (cm ²)	3.55	3.55
d (cm)	17	17
b (cm)	100	100
a (cm)	0.835	0.835
ΦMn (ton.m/m)	2.23	2.23

Ahora, se procede a diseñar en la dirección X-X de la losa maciza. Para ello, se usa la Figura 4-6 y 4-7 para determinar los momentos últimos tanto positivos como negativos presentes, resultando $Mu+=0.31$ ton.m/m y $Mu-=1.83$ ton.m/m. Con ello se concluye que es suficiente con los aceros positivo y negativo mínimos utilizados.

Para el caso de momento negativo máximo se da en el extremo derecho que está aldeaño a una losa aligerada que se colocó como acero negativo 3 barras de 3/8" cada 40 cm. Por lo tanto, considerando dichos aceros con el negativo mínimo se tiene 5.325 cm²/m, que equivale a tener como momento resistente 3.30 ton.m/m, superando el momento último negativo

presente. La distancia teórica que necesita el bastón es nula, pero conservadoramente se colocará la misma distancia de bastón que la considerada en la losa aligerada.

Se procede a diseñar en la dirección Y-Y. El procedimiento es el mismo usado para la dirección X-X. Por lo tanto, se comprobará si cumple con los aceros mínimos. Para este caso se cuenta con $Mu+=0.16 \text{ ton.m/m}$ y $Mu-=1.2 \text{ ton.m/m}$. Para ambos casos basta con el acero mínimo.

En resumen, el armado de las losas macizas resulta en:

Armado en X: As superior: 3/8'' cada 20 cm, As inferior: 3/8'' cada 20 cm.

Armado en Y: As superior: 3/8'' cada 20 cm, As inferior: 3/8'' cada 20 cm.

4.6. Control de deflexiones

La norma E.060 en la Tabla 9.1 establece el espesor mínimo de losas nervadas en una dirección y para este caso es de $luz/18.5=6.0/18.5=0.32\text{m}$, menor a los 0.25 m de espesor de la losa que se tiene, por lo que se verificará. Se analizará el último tramo de las losas aligeradas puesto que es el mayor momento flector positivo presenta. Para ello se analizará si con las cargas en servicios se llega a fisurar el concreto y si se tiene que trabajar con la sección fisurada. El momento de agrietamiento se puede estimar con las Ecuaciones 18 y 19 brindadas por el RNE E.060 (2009):

$$M_{cr} = \frac{2f_r I_g}{h} \quad (20) \quad f_r = 2 * \sqrt{f'c} \quad (21)$$

Donde:

f_r : esfuerzo máximo de tracción del concreto

I_g : inercia de la sección bruta

h : peralte de la losa

Resolviendo se tiene que $M_{cr} = 0.5 \text{ ton.m}$

Para el último tramo se cuenta con los siguientes momentos para la carga muerta.

lcr- (cm4)	5426.6
------------	--------

Tabla 4-10

Resultados para la sección intermedia

Descripción	Resultado
As+ (cm2)	1.21
As- (cm2)	0.00
c (cm)	3.5
lcr+ (cm4)	5924.4

Teniendo las 3 inercias se determina la inercia efectiva con la Ecuación 20:

$$I_{ef} = \frac{(I_{cr1}^- + I_{cr2}^- + 2I_{cr3}^+)}{4} \quad (22)$$

Obteniendo $I_{ef} = 6173.4 \text{ cm}^4$.

Se procede a determinar las deflexiones con la Ecuación 23.

$$\Delta = \frac{5L^2}{48E_c I_{ef}} [M_m^- - 0.1(M_i + M_d)] \quad (23)$$

Como ya se conocen los momentos de la carga muerta se determinará la deflexión para la carga muerta para una luz de 6 m presente en las losas, obteniendo 0.62 cm. Debido a la linealidad que existe en el análisis, para determinar la deflexión para el 100% de la carga viva bastará con multiplicarle por el factor W_{cv}/W_{cm} al resultado anterior, obteniendo 0.34 cm. Caber recordar que $W_{cv}=0.1 \text{ ton/m}$ y $W_{cm}=0.18 \text{ ton/m}$.

La norma E.060 limita las deflexiones generadas por la carga viva hasta $L/360=1.67 \text{ cm}$ para elementos estructurales que no estén ligados a elementos no estructurales susceptibles a deflexiones excesivas (E.060, 2006). Y se obtiene como deflexión de la carga muerta + 100% de la carga viva=0.96cm, que es menor a 1.67 cm, por lo tanto, se verifica que cumple por deflexiones.

Adicionalmente, para considerar las deflexiones diferidas la Norma E.060 permite estimarla por el factor λ presente en la Ecuación 24, siendo $\xi = 2$ para 5 años o más de

análisis y ρ' la cuantía de acero en compresión, debido a que en la zona media no hay acero en compresión, la ecuación se resume a ξ . Por lo tanto, se tendrá que duplicar el valor de la deflexión elástica obtenida para tener la deflexión diferida.

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (24)$$

Para determinar la máxima deflexión esperada se suman las deflexiones instantáneas de las cargas muertas y vivas y las diferidas de ambos casos, considerando en la carga viva un % de ella, en este caso se considerará el 30%. Así se obtiene 2.16 cm, el límite impuesto por la norma es de $L/240=2.50$ cm, por lo que se satisface.

4.7. Control por fisuración

Del mismo modo que para deflexiones se analizará el último tramo siendo el más crítico para el momento positivo. Para ello se hará uso de las ecuaciones 25 y 26 que simplifican el procedimiento, estas ecuaciones son brindadas por la Norma E.060 (2009). Para esta verificación se hará con las cargas en servicio, es decir, $W_s=W_{cm}+W_{cv}$.

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9dA_s)} \quad (25) \quad Z = f_s \sqrt[3]{dc Act} \quad (26)$$

Tabla 4-11

Resultados de control de fisuración

Descripción	Resultados
As (cm ²)	1.42
dc (cm)	3
n	2.00
Act (cm ²)	105
Ms (ton.m)	0.49
fs (kg/cm ²)	1760
Z (kg/cm)	11946
Zmax (kg/cm)	26000
Verificación	CUMPLE

En la Tabla 4-11 se observa que se cumple holgadamente, como este es el caso más crítico también cumplirá para los demás casos. Por lo tanto, se verifica por fisuración.

5. Diseño de vigas

5.1. Diseño de viga V-07

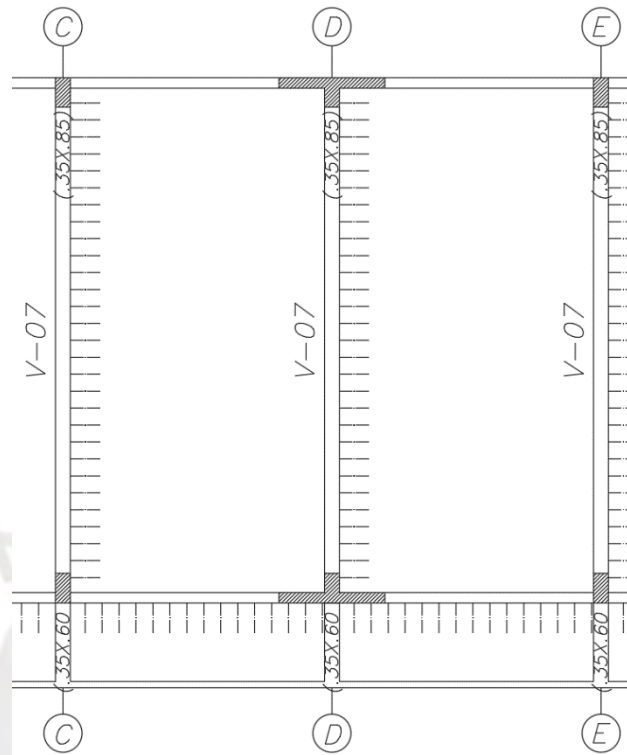


Figura 5-1 Ubicación en planta de viga V-07

Las vigas V-07 se encuentran en los ejes C, D y E, paralelas a las dos placas de 12.4 m de longitud, por lo que se tiene que analizar la influencia del sismo para este pórtico.

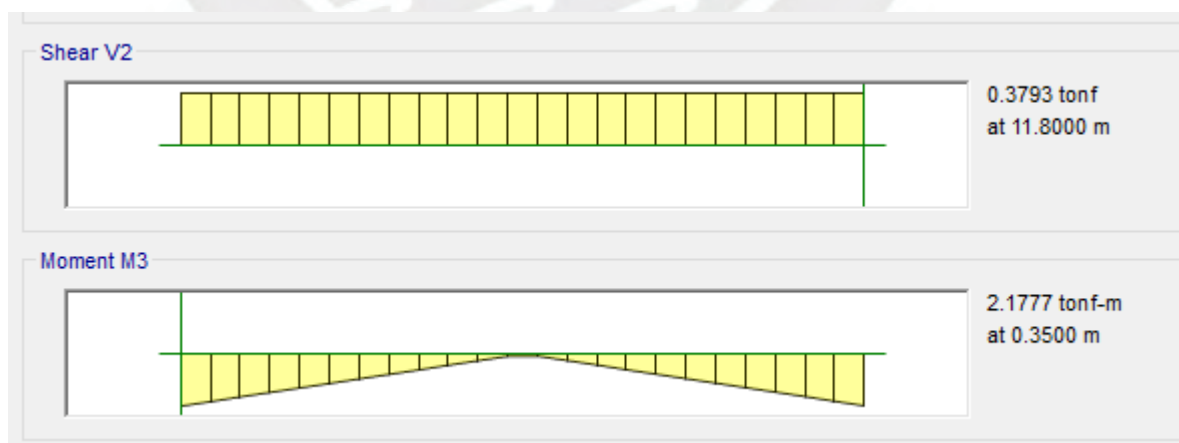


Figura 5-2 Solicitaciones sísmicas para sismo en Y para VP-07

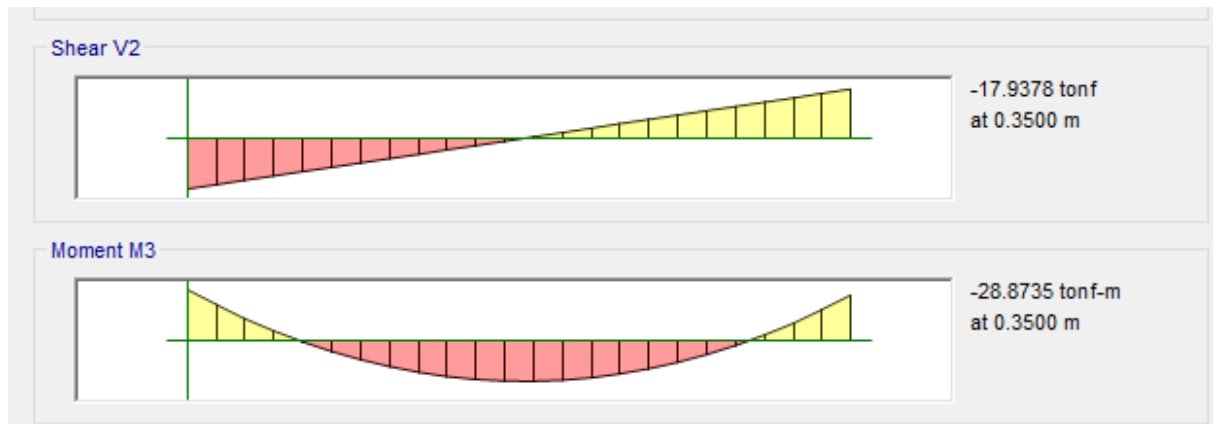


Figura 5-3 Solicitaciones para carga muerta

Analizando las Figuras 5-2 y 5-3 se deduce que las cargas sísmicas son despreciables frente a las cargas de gravedad.

5.1.1. Modelo empleado

Para ello se modelará a las columnas biempotradas en sus extremos.



Figura 5-4 Modelo empleado para la viga V-07

5.1.2. Metrado de cargas

Se determinarán la carga distribuida actuando en las vigas por medio de un metrado considerando las cargas de peso propio, piso terminado, peso de losa y sobrecarga (400 para el 1er tramo y 250 para el segundo tramo). Con respecto a la carga concentrada presente en el extremo del volado, esta carga viene dada por la cortante de la viga de corte 1-1 para ambos extremos.

Tabla 5-1

Metrado para viga V-07 (35x85)

VT-07 (35x85)	kg/m ²	ancho (m)	W (kg/m)	F.A.	W*F.A. (kg/m)
Peso propio		0.35	714	1.4	1,000
Piso terminado	100	6.35	635	1.4	889
Peso losa	350	6	2,100	1.4	2,940
s/c	250	6.35	1,587.5	1.7	2,699
				Wu (kg/m)	7,600

Tabla 5-2

Metrado para viga V-07 (35x60) tramo en volado

VT-07 (35x60)	kg/m ²	ancho (m)	W (kg/m)	F.A.	W*F.A. (kg/m)
Peso propio		0.35	504	1.4	706
Piso terminado	100	6.35	635	1.4	889
Peso losa	350	6	2,100	1.4	2,940
s/c	400	6.35	2,540	1.7	4,318
				Wu (kg/m)	8,850

Las cargas calculadas en las Tablas 5-1 y 5-2 se asignan en el modelo realizado considerando la carga puntual proveniente de la viga de corte 1-1.

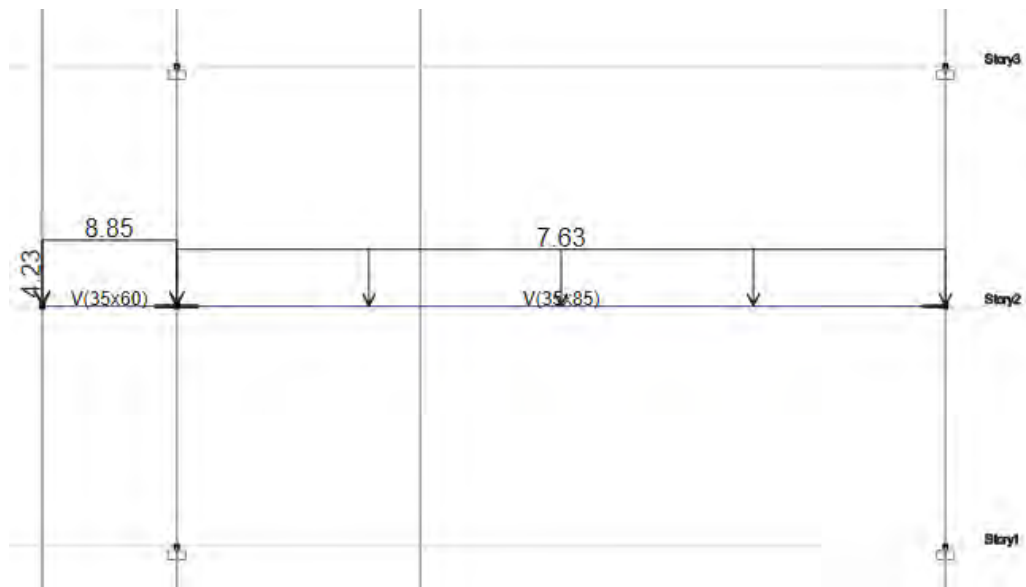


Figura 5-5 Asignación de carga última a viga V-07

5.1.3. Análisis estructural

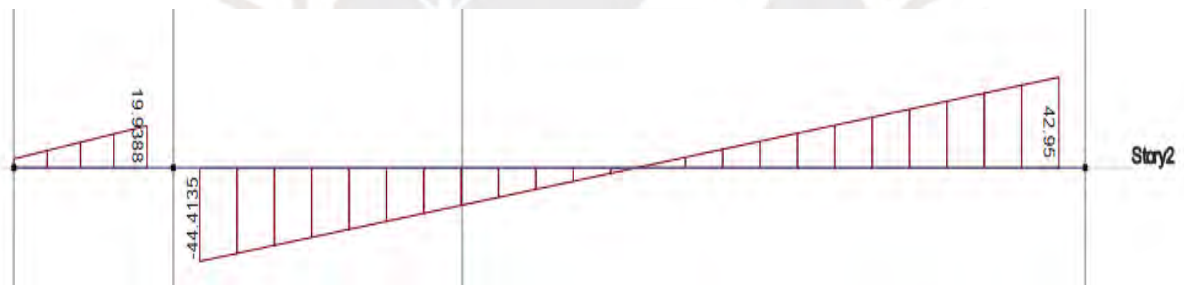


Figura 5-6 DFC para viga V-07

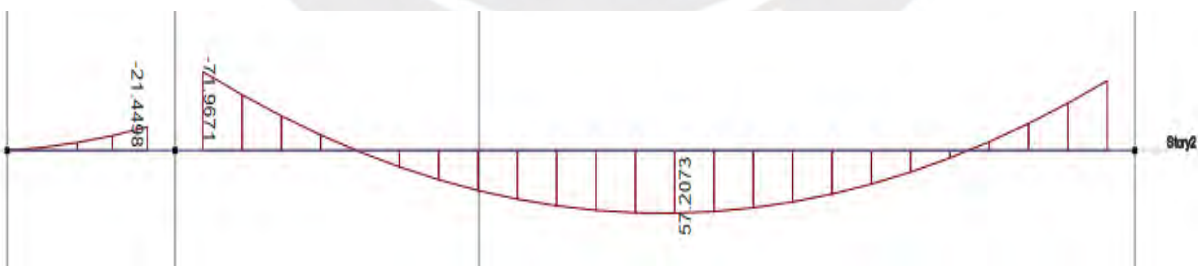


Figura 5-7 DMF para viga V-07

5.1.4. Diseño por flexión

Para ello se usarán las ecuaciones mostradas en la sección 1.6

$$A_{smin} = 0.7 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 35 * 77 = 6.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 1.59\% * 35 * 77 = 43.0 \text{ cm}^2$$

De la Figura 5-7 se puede extraer los momentos últimos de la viga V-07 para ambos tramos, primero se analizará para el tramo derecho, que es de 35x85, cuyo peralte efectivo es 77 cm, ya que, se asume que se armará en dos capas.

Tabla 5-3

Resultados de flexión V-07(35x85)

	M-i	M+	M-d
Mu (ton.m)	71.97	57.21	63.60
As.req (cm2)	28.20	21.71	24.46
Varillas	6 Φ 1"	4 Φ 1" 1 Φ 3/4"	5 Φ 1"
As.col (cm2)	30.60	23.24	25.50

El As máx. colocado es 30.6 cm², se correrá por lo menos la tercera parte de este, es decir, 10.2 cm², se escoge dos barras de Φ 1". Para determinar los cortes teóricos de los bastones se usará el mismo procedimiento empleado para aligerados, pero en este caso predominará el d debido al gran peralte que tiene.

Ahora, para el tramo izquierdo que es de 35x60 cuyo peralte efectivo es 54 cm, ya que, se asume que se armará en una fila.

Tabla 5-4

Resultados de flexión V-07(35x60)

	M-i	M+
Mu (ton.m)	19.48	0.00
As.mín (cm2)	4.56	4.56
As.máx (cm2)	30.05	30.05
As.req (cm2)	10.19	0.00
Varillas	2 Φ 1"	2 Φ 3/4"
As.col (cm2)	10.20	5.68

Se termina usando dos barras de 1" debido a que se está usando el mismo diámetro en el tramo derecho, los cortes de los bastones se realizarán como ya explicó en el cálculo típico.

5.1.5. Diseño por cortante

En este caso, a diferencia de los aligerados, se contará con estribos que serán el refuerzo transversal que colaborarán en resistir a la fuerza cortante. Para ello se determinará la resistencia a corte de la sección de concreto (ϕV_c) y la cortante última máxima en la viga, en caso ϕV_c sea mayor al cortante último se colocarán estribos mínimos hasta que el V_u sea menos al $\phi V_c/2$, para el resto se colocarán estribos de montaje.

El espaciamiento mínimo será $d/2$ o los expresados en las Ecuaciones 27 y 28, donde b_w es el ancho de la viga, para estos casos el espaciamiento resulta muy alto, 50cm. Por lo que, se usará $d/2$.

$$s1 = Av * \frac{fy}{0.2 * f'c^{0.5} * bw} \quad (27)$$

$$s2 = Av * \frac{fy}{3.5 * bw} \quad (28)$$

Cuando $V_u > \phi V_c$, se tiene que determinar el aporte necesario de los estribos para su posterior espaciamiento considerando algún diámetro del estribo. Asimismo, se tiene que verificar que el V_u sea menor a $\phi V_n \text{ máx.} = 0.85 * 2.63 * (f_c)^{0.5} * b * d$.

Se tiene:

$$\phi V_n \text{ máx.} = 87.3 \text{ ton}$$

$$V_u = 38.54 \text{ ton.}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 35 * 77 = 17.6 \text{ ton}$$

Como $\phi V_c < \phi V_n \text{ máx}$ la sección es adecuada y necesita de estribos. Se determina V_s .

$$V_s = (V_u / \phi) - V_c \quad (29)$$

$$s = Av * fy * \frac{d}{Vs} \quad (30)$$

$V_s=24.64$ ton, $V_{slim}=41.40 > V_s$, por lo tanto, $s_{max}=d/2=40$ cm

Usando estribos simples de 1/2'', $A_v=2*1.29=2.58$ cm²

$$s = 2.58 * 4200 * \frac{77}{24640} = 34 \text{ cm}$$

Como el espaciamiento calculado es menor a $d/2$ se usará como espaciamiento cada 30 cm.

Para el tramo izquierdo se sigue el mismo procedimiento anterior, pero ahora con una sección de 35x60 y $V_u=15.3$ ton, a d de la cara.

$$\phi V_c = 11.9 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \text{ máx.} = 59.0 \text{ ton}$$

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi} \right) - V_c = 4.1 \text{ ton}$$

$V_{slim}=22.6 > V_s$, por lo tanto, $s_{max}=d/2=26$ cm

Usando estribos simples de 3/8'', $A_v=2*0.71=1.42$ cm²

$$s = 1.42 * 4200 * \frac{42}{Vs} = 76 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se armará 1@.05,Rto. @.25.

5.1.6. Disposiciones del Capítulo 21 de la Norma E.060

Esto solo aplicará para el tramo derecho, puesto que el izquierdo está en volado. Para ello se está armando al menos dos varillas de aceros tanto positivo como negativo y estos son mayores al acero mínimo. Asimismo, se tiene que verificar los espaciamientos de los estribos considerando los siguientes espaciamientos:

Tabla 5-5

Espaciamiento mínimo por ductilidad V-07

Descripción	Espaciamiento (cm)
d/4	19.3
10Φmenor	19.1
30 cm	30
MÍNIMO (cm)	19.1

Esto se debe de cumplir hasta $2h=1.70$ m desde la cara de la viga. Obteniendo como armado: 1@.05,12@.15,Rto.@.30 en ambos extremos.

Con respecto a las disposiciones por flexión, estos ya se contemplaron en el armado de los aceros longitudinales, las cuales consisten en:

Tabla 5-6

Verificación de disposiciones por flexión V-07

Descripción	ton.m	Mn-/3 (ton.m)	¿Mayor que Mn-/3?
Mn+(cara del nudo)	28.37	24.52	Sí
Mn mín.	28.37	24.52	Sí

5.1.7. Diseño por capacidad

Este tipo de análisis consiste en colocarle los momentos nominales en los extremos de las vigas simulando rótulas plásticas, en este caso al estar en sistema de muros se usarán los momentos nominales (M_{nd} y M_{ni}) sin amplificar y las cargas en servicios se amplificarán x1.25.

$$Vu = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{L_n} + \frac{W_u * L_n}{2} \quad (31)$$

Donde L_n es la luz libre de la viga y W_u la carga distribuida amplificada.

Tabla 5-7

Cálculo de cortante por capacidad para V-07

	CASO 1		CASO 2	
	Mi-	Md+	Mi+	Md-
Varillas	6 Φ1"	2 Φ1"	2 Φ1"	5 Φ1"

As.col (cm ²)	30.60	10.20	10.20	25.50
Mn (ton.m)	85.7	31.5	31.5	73.3
Luz (m)	11	11	11	11
Vu (ton)	45.8		44.7	

Obteniendo como nuevo $V_u=45.8$ ton, generando $s=25.14$ cm, resultando menos crítico que el del Capítulo 21, por lo tanto, se mantendrá el espaciamiento.

5.1.8. Control de deflexiones

De acuerdo a la Tabla 9.1 de la norma E.060 (2009), el peralte mínimo para no calcular deflexiones de esta viga es de $Luz/18.5=11/18.5=0.60m < 0.85m$, por lo que no es necesario verificar por deflexiones, pero de igual forma se verificará para determinar el valor de la contraflecha a colocarse debido a su importante luz.

Se sigue el mismo procedimiento aplicado en la sección 4.6, es por ello que se determina el momento de agrietamiento para una sección de 35x85. Obteniendo $M_{cr} = 12.2 \text{ ton.m}$. Con la Tabla 5-8 se deduce que con cargas muertas es suficiente para que la sección de la viga se agriete, por lo que se determinará las inercias agrietadas.

Tabla 5-8

Momentos para carga muerta para viga V-07

	Momento (ton.m)
Mi-	33.23
Mm+	26.41
Md-	29.37

Tabla 5-9

Inercias agrietadas para V-07

Descripción	IZQUIERDA	DERECHA	MEDIO
As- (cm ²)	30.60	25.50	23.24
As+ (cm ²)	10.20	10.20	10.20
c (cm)	25.5	23.61	21.68
Icr- (cm ⁴)	1'359,754	1'153,353	1'073,259

Con la Ecuación 22 se determina la inercia efectiva de la sección, obteniendo $I_{ef} = 1'164,906 \text{ cm}^4$. Además, con la Ecuación 23 se determina la deflexión de la viga debido a la carga muerta, resultando 1.0 cm. Con respecto a las deflexiones diferidas se emplea la Ecuación 24, arrojando una cuantía en compresión de 0.38% y un $\lambda=1.68$. Por último, se comparará la deflexión máxima esperada sin contar carga muerta, puesto que esta deflexión se soluciona con una contra flecha, con el máximo permitido por la Norma, es decir, L/360, debido a que no está sosteniendo elementos no estructurales susceptibles a las deflexiones (E.060, 2009).

Tabla 5-10

Verificación por deflexiones V-07

Tipo de deflexión	Deflexión (cm)
Carga muerta	1.00
100% Carga viva	0.45
30% Carga viva	0.14
Deflexiones diferidas Carga muerta	1.70
Deflexiones diferidas 30% Carga viva	0.23
Deflexión máxima esperada	3.4
Deflexión máxima esperada sin carga muerta	2.4
Límites de la Norma (L/360)	3.1
VERIFICACIÓN	CUMPLE

Como se observa en la Tabla 5-10 se verifica la viga por deflexiones.

5.1.9. Control por fisuración

Se analizará la zona más crítica, es decir, la zona central con momento positivo usando las mismas ecuaciones presentadas en la sección 4.7, pero esta vez $d_c= 6\text{cm}$.

Tabla 5-11

Resultados de fisuración V-07

Descripción	Resultados
As (cm ²)	23.2
dc (cm)	6
n	4.6
Act (cm ²)	123

Ms (ton.m)	38.3
fs (kg/cm ²)	2380
Z	21490
Zmax	26000
Verificación	CUMPLE

De la Tabla 5-11 se comprueba que la sección cumple para fisuración, puesto que, el Z calculado es menor al Zmax permitido por la Norma.

5.2. Diseño de viga V-04

A esta viga, a diferencia del anterior, sí soportará solicitaciones sísmicas, puesto que, forma pórtico con la placa PL-02 (eje 3). Debido a que se encuentra entre una placa y columnas se tiene que considerar el proceso constructivo para las cargas de gravedad, por lo que se creará un nuevo modelo considerando a las columnas y placas axialmente rígidos, este modelo es el mismo creada para el análisis sísmico por lo que las cargas que les lleguen a las vigas los determinará automáticamente el programa. Luego, se extraerán las cargas por carga muerta, viva y sismo y se creará la envolvente con los casos de cargas amplificadas.

5.3. Análisis estructural

Se presentan mediante gráficos las fuerzas internas para cada caso de carga por separado presentes en las vigas para el nivel más crítico (cuarto piso).



Figura 5-8 DFC para viga V-04 por carga muerta

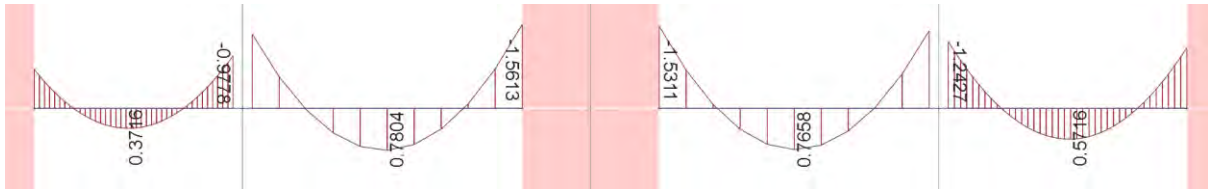


Figura 5-9 DMF para viga V-04 por carga muerta

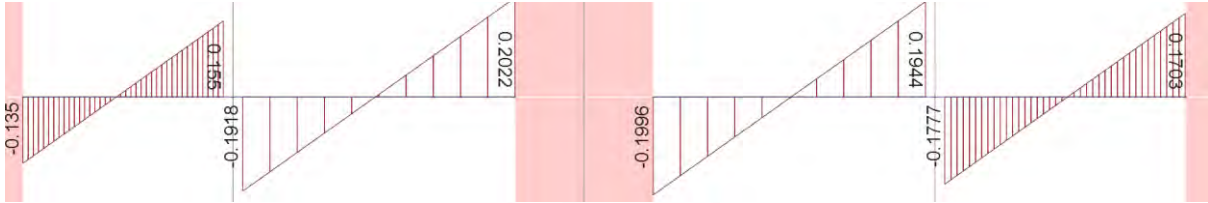


Figura 5-10 DFC para viga V-04 por carga viva

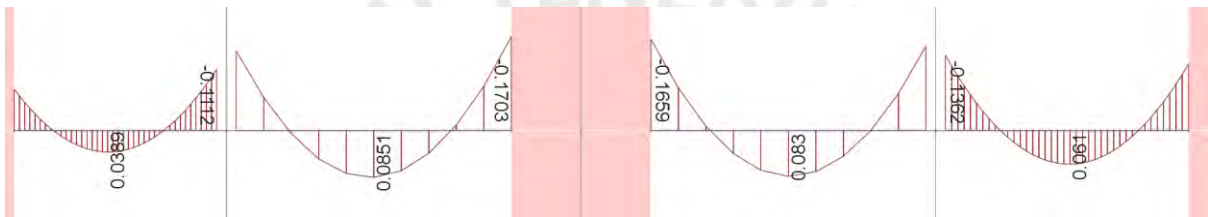


Figura 5-11 DMF para viga V-04 por carga viva

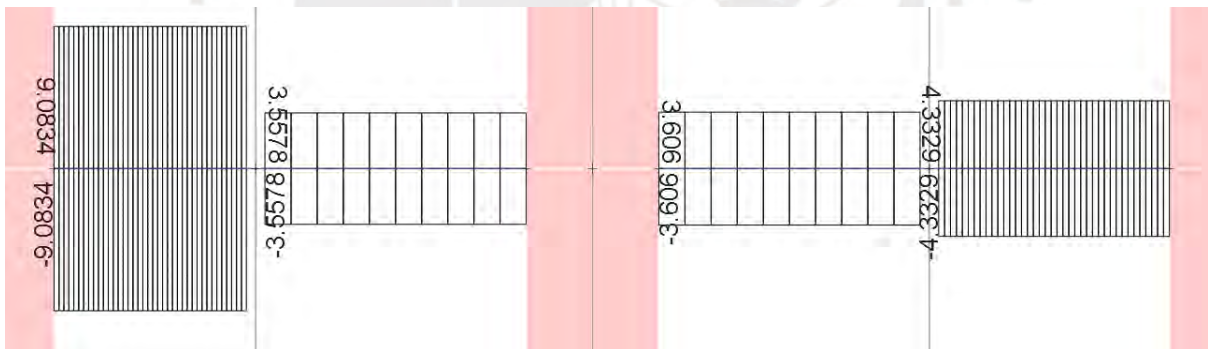


Figura 5-12 DFC para viga V-04 por carga sismo

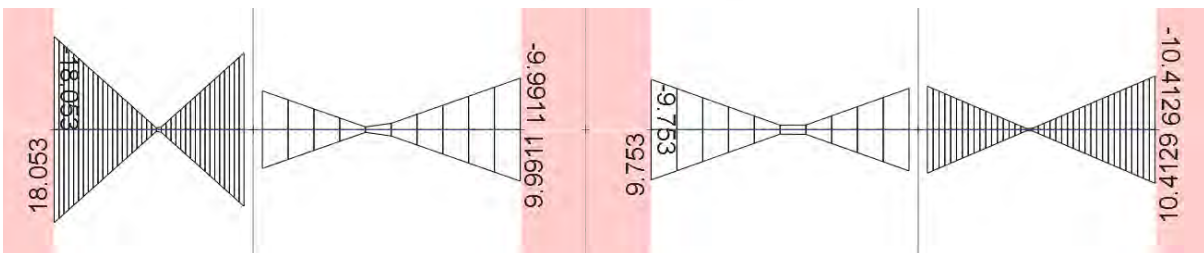


Figura 5-13 DMF para viga V-04 por carga sismo

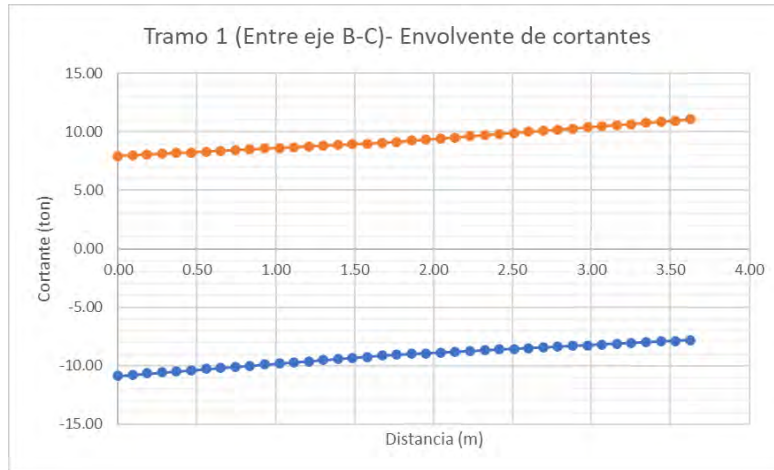


Figura 5-14 Envoltente cortante tramo 1 V-04

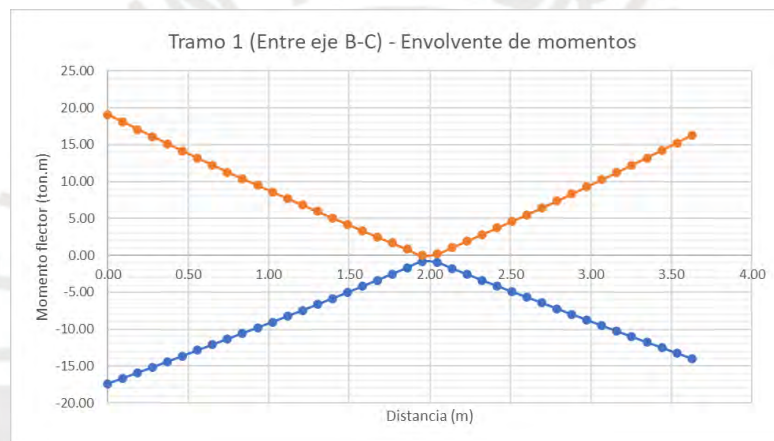


Figura 5-15 Envoltente momento flector tramo 1 V-04

5.3.1. Diseño por flexión

En este caso se tiene como $A_{smin}=3.08\text{cm}^2$ y $A_{smax}=21.47\text{cm}^2$.

Tabla 5-12

Resultados de diseño por flexión V-04 tramos 1 y 2

	TRAMO 1				TRAMO 2			
	M-i	M+i	M-d	M+d	M-i	M+i	M-d	M+d
Mu (ton.m)	21.00	17.00	17.00	15.00	17.00	15.00	13.00	10.00
As.req (cm²)	11.43	9.04	9.04	7.89	9.04	7.89	6.77	5.13
Varillas	5 $\Phi 3/4''$	5 $\Phi 3/4''$	4 $\Phi 3/4''$	4 $\Phi 3/4''$	4 $\Phi 3/4''$	4 $\Phi 3/4''$	3 $\Phi 3/4''$	3 $\Phi 3/4''$
As.col (cm ²)	14.20	14.20	11.36	11.36	11.36	11.36	8.52	8.52

Tabla 5-13

Resultados de diseño por flexión V-04 tramos 3 y 4

	TRAMO 3				TRAMO 4			
	M-i	M+i	M-d	M+d	M-i	M+i	M-d	M+d
Mu (ton.m)	13.00	10.00	11.60	9.20	11.60	9.20	13.50	10.60
As.req (cm²)	6.77	5.13	6.00	4.70	6.00	4.70	7.05	5.45
Varillas	3 Ø3/4"	3 Ø3/4"	3 Ø3/4"	3 Ø3/4"	3 Ø3/4"	3 Ø3/4"	3 Ø3/4"	3 Ø3/4"
As.col (cm ²)	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52

Como se observa en las Tablas 5-12 y 5-13 se ha corrido dos aceros de 3/4" en la zona negativa y en la zona positiva, salvo en el 1er tramo, donde se está corriendo tres aceros de 3/4" colocando dos bastones de 3/4".

5.3.2. Diseño por cortante

Se sigue el mismo procedimiento empleado anteriormente. Se observa que la V_u máxima es de 11.3 ton, y la sección tiene como $\phi V_c = 8.81$ ton, por lo que se tiene $V_s = 2.93$ ton, usando estribos simples de 3/8" se obtiene como espaciamiento 78cm, por lo que se usarán estribos a $d/2 = 27$ cm, es decir, 25 cm, armando 1@.05, Rto.@.25. Debido a que para el caso más crítico se obtuvo espaciamientos mínimos, también ocurrirá con los demás tramos.

5.3.3. Disposiciones del Capítulo 21 de la Norma E.060

Se sigue el mismo procedimiento empleado anteriormente. Para ello se está armando al menos dos varillas de aceros tanto positivo como negativo y estos son mayores al acero mínimo. Asimismo, se tiene que verificar los espaciamientos de los estribos considerando:

Tabla 5-14

Espaciamiento mínimo por ductilidad V-04

Descripción	Espaciamiento (cm)
d/4 o 15 cm	15
10Ømenor	19
30 cm	30
MÍNIMO (cm)	15

Esto se debe de cumplir hasta $2h=1.20$ m desde la cara de la viga. Por lo tanto, se tiene que corregir los espaciamientos calculados en sección 5.2.5 al siguiente: $1@.05,8@.15,$ Rto.@.25 en ambos extremos.

5.3.4. Diseño por capacidad

En este caso se analizará el tramo más crítico que es en el primero.

Tabla 5-15

Cálculo de cortante por capacidad para V-04

	TRAMO 1			
	M-i	M+d	M-d	M+i
Varillas	5 $\Phi 3/4''$	4 $\Phi 3/4''$	4 $\Phi 3/4''$	5 $\Phi 3/4''$
As.col (cm ²)	14.20	11.36	11.36	14.20
Mn (ton.m)	28.22	23.21	23.21	28.22
L (m)	3.65	3.65	3.65	3.65
Vu (ton)	15.6		15.6	

En este caso el Vu aumenta a 15.6 ton, necesitando como espaciamiento 40 cm. Por lo tanto, se mantendrá el espaciamiento calculado anteriormente.

6. Diseño de columnas

6.1. Diseño de columna C1

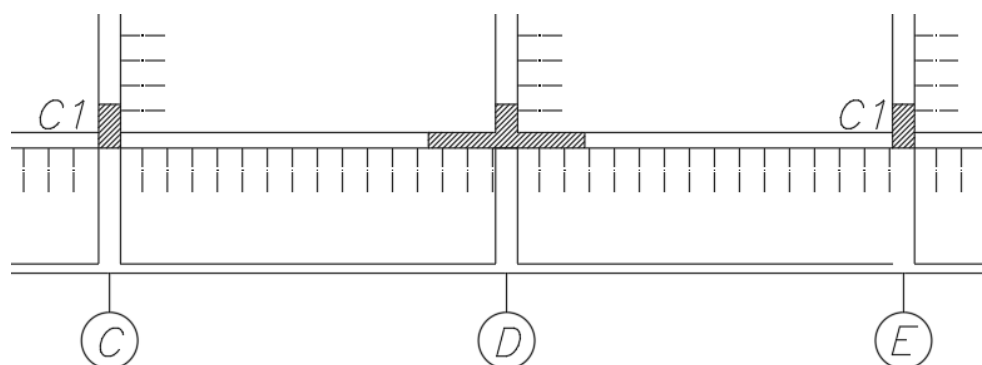


Figura 6-1 Ubicación de columna C1

Este elemento estructural se diferencia de las demás en que soporta tanto cargas axiales como momentos flectores importantes, por lo que se tiene que analizar la influencia de ambos efectos mediante un diagrama de interacción. Para formar el diagrama de interacción se usará el software ETABS excluyendo el factor de reducción, puesto que, el software no determina bien dicho factor para el caso peruano.

6.1.1. Metrado de carga de C1

Se realizará un metrado manual para la carga axial en la base de la columna C1 proveniente de las cargas permanentes y las cargas vivas para su posterior comparación con lo arrojado por el software, para verificar que se estén manejando magnitudes similares.

Tabla 6-1

Metrado para carga muerta C1

CM C1 35x70	ton/m ²	área (m ²)	F (ton)
Peso propio		0.25	11.7
Piso terminado	0.10	259.30	25.9
Peso losa	0.35	259.30	90.8
Viga	38.52	1.05	40.5
Parapeto	1.80	4.76	8.6
TOTAL			177.0

Tabla 6-2

Metrado para carga viva C1

CV C1 35x70	ton/m2	área (m2)	F (ton)
s/c piso típico 250 kg/m2	0.25	150.4	37.6
s/c piso típico 400 kg/m2	0.40	50.6	20.2
s/c azotea	0.10	51.9	5.2
TOTAL			63.0

6.1.2. Análisis estructural de C1

Del software ETABS se extraen las cargas en la base de la columna C1. Cabe recordar que para las cargas de sismo se usa el modelo empleado para el análisis sísmico y para las cargas de gravedad se empleó un modelo para considerar axialmente rígidas a las columnas y placas. Los resultados de las cargas actuantes se presentan en la Tabla 6-3.

Tabla 6-3

Cargas presentes en columna C1

Caso de carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Muerta	-176.0	-3.07	-0.022	-0.03	-4.67
Viva	-61.3	-1.59	0.002	0.00	-2.42
Sismo X-X	11.3	0.06	0.929	2.35	0.01
Sismo Y-Y	6.7	0.61	0.161	0.34	2.05

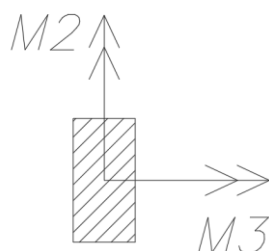


Figura 6-2 Ejes locales de columna C1

Se observa que las cargas axiales de muerta y viva son muy similares a las obtenidas manualmente, por lo que, se corrobora que el modelo empleado para las cargas estáticas es adecuado. Asimismo, se observa que la columna trabaja prácticamente para las cargas de

gravedad. Teniendo las cargas en servicio se procede a amplificar con las combinaciones presentes en la sección 1.6.

Tabla 6-4

Cargas últimas para sismo X CI

	Tipo de amplificación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	351	-7.0	-0.1	-0.1	-10.6
	1.25CM+1.25CV+SX	308	-5.8	0.9	2.3	-8.8
	1.25CM+1.25CV-SX	285	-5.8	-1.0	-2.9	-9.0
	0.9CM+SX	170	-2.7	0.9	2.3	-4.1
	0.9CM-SX	147	-2.8	-1.0	-2.4	-4.3

Tabla 6-5

Cargas últimas para sismo Y CI

	Tipo de amplificación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	351	-7.0	-0.1	-0.1	-10.6
	1.25CM+1.25CV+SY	303	-5.2	0.1	0.3	-6.8
	1.25CM+1.25CV-SY	290	-6.4	-0.2	-0.4	-10.9
	0.9CM+SY	165	-2.2	0.1	0.3	-2.2
	0.9CM-SY	152	-3.4	-0.2	-0.4	-6.3

6.1.3. Diseño por flexo compresión

Para el diseño por flexo compresión se probará con una distribución de aceros longitudinales y se determinará el diagrama de interacción de dicha sección para su posterior verificación. Dicha verificación consiste en que todos los puntos de carga axial y momento flector de cada combinación de carga se encuentren dentro del diagrama de interacción. Como primera iteración se suele considerar el acero mínimo para las columnas, que es el que presenta 1% de cuantía, adicionalmente se ubican los aceros distanciados 15 cm. Para este caso cumple con 10 barras de 1”.

Para realizar el diagrama de interacción se usó el software ETABS sin considerar el coeficiente Φ , ya que, dicho software no considera adecuadamente este factor. Para el factor Φ se tiene como punto de transición el axial $P_{tran}=(0.1/0.7)*f'_c*Ag=73.5$ ton, para cargas axiales

mayores al $P_{tran.}$, se tiene $\Phi=0.7$, para axiales menores a $P_{tran.}$, se tiene $\Phi=0.9-0.2*P_n/P_{tran.}$, hasta 0.9.

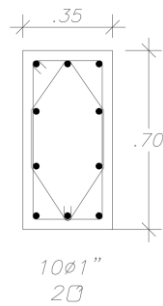


Figura 6-3 Armado escogido para columna C1

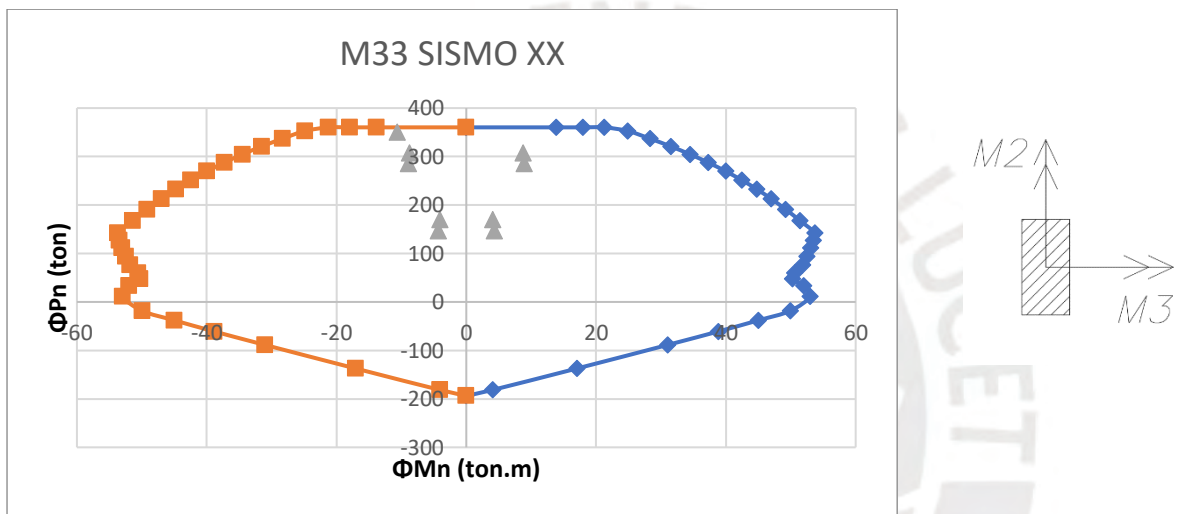


Figura 6-4 Flexo compresión sismo X C1

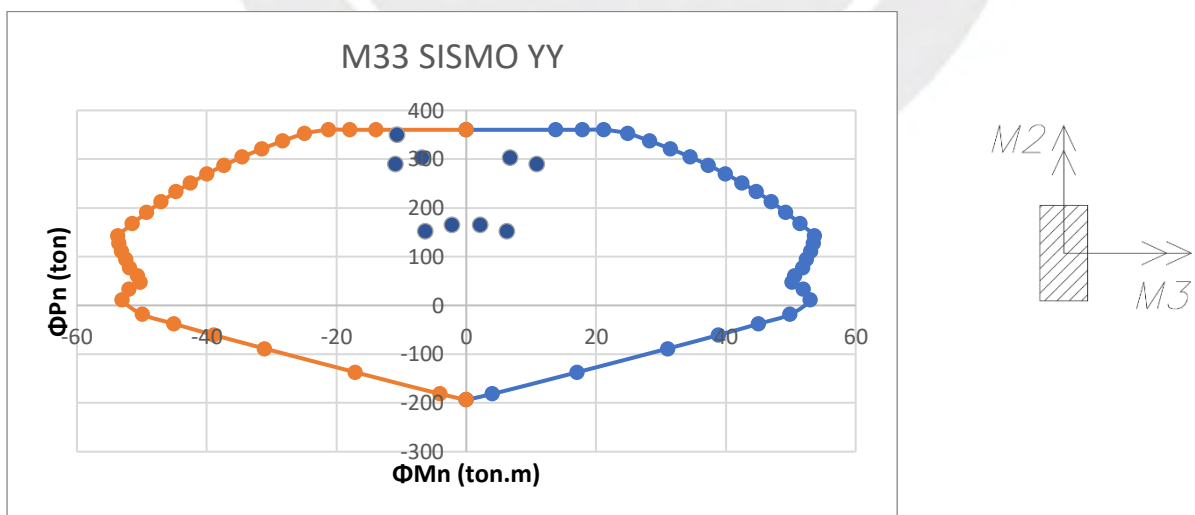


Figura 6-5 Flexo compresión sismo Y C1

De las Figuras 6-3 y 6-4 se concluye que se satisface el diseño por flexo-compresión puesto que los puntos que representan las cargas últimas se encuentran dentro del diagrama de interacción. En este caso predomina el axial, obteniendo como $\Phi P_n=360$ ton, con $P_u=350$ ton, por lo tanto, se satisface que la capacidad es mayor a la demanda.

6.1.4. Diseño a cortante por resistencia

Se sigue el mismo procedimiento aplicado tanto para vigas como losas. En este caso se tiene como V_u y-y=7 ton y V_u x-x=0.19 ton y como cortante resistente $\Phi V_c=14.17$ ton y $\Phi V_c=12.34$ ton resultados que salen para una sección 35x70 y $f'_c=210$ kg/cm². Debido a que se tiene $\Phi V_c > V_u$, se concluye que el concreto es suficiente para resistir el cortante.

6.1.5. Disposiciones del Capítulo 21 de la Norma E.060

El espaciamiento mínimo dentro de la zona de confinamiento será el mínimo entre $8d_b=20.3$ cm, $1/2b=17.5$ cm y 10 cm. Por lo que, $S_{min}=10$ cm. Este espaciamiento se aplicará hasta $L_o=\min(H_n/6, h, 50)$ en ambos extremos de la columna, $H_n/6=78$ cm, $h=70$ cm. Por lo tanto, $L_o=80$ cm. Fuera de la zona de confinamiento exige por lo menos 30 cm. De esta manera, se tendrán estribos de $3/8''$ 1@.05, 8@.10, Rto.@.25 en ambos extremos.

6.1.6. Diseño por capacidad

Para ello se usará el diagrama de interacción nominal y se colocarán las cargas amplificadas, se usará el momento nominal máximo que arrojen los P_u . Para la cortante V_{x-x} se usarán los M_{33} (y-y), obteniendo así 78 ton.m como se observa en la Figura 6-6, para la cortante V_{y-y} se usarán los momentos M_{22} (x-x), obteniendo así 36 ton.m como se observa en la Figura 6-7.

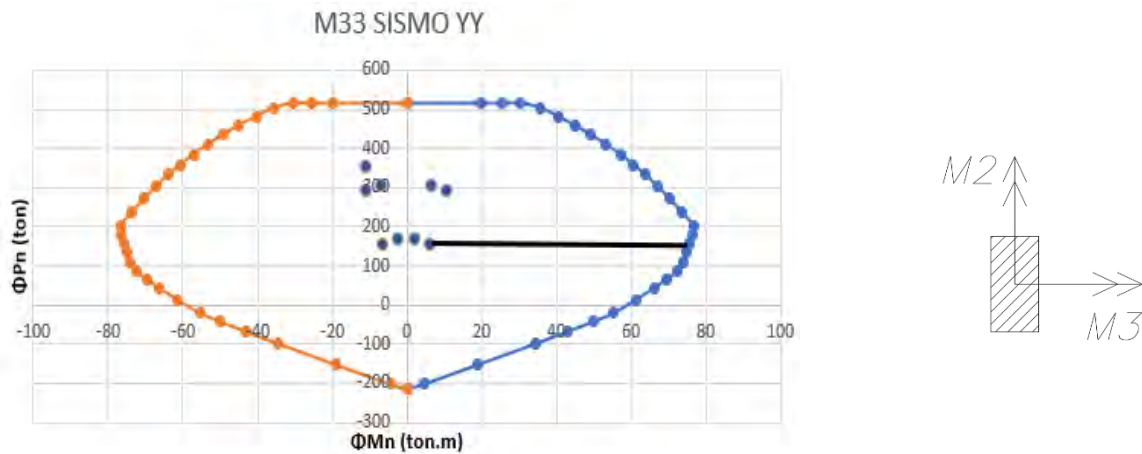


Figura 6-6 Determinación de Mn33 para C1

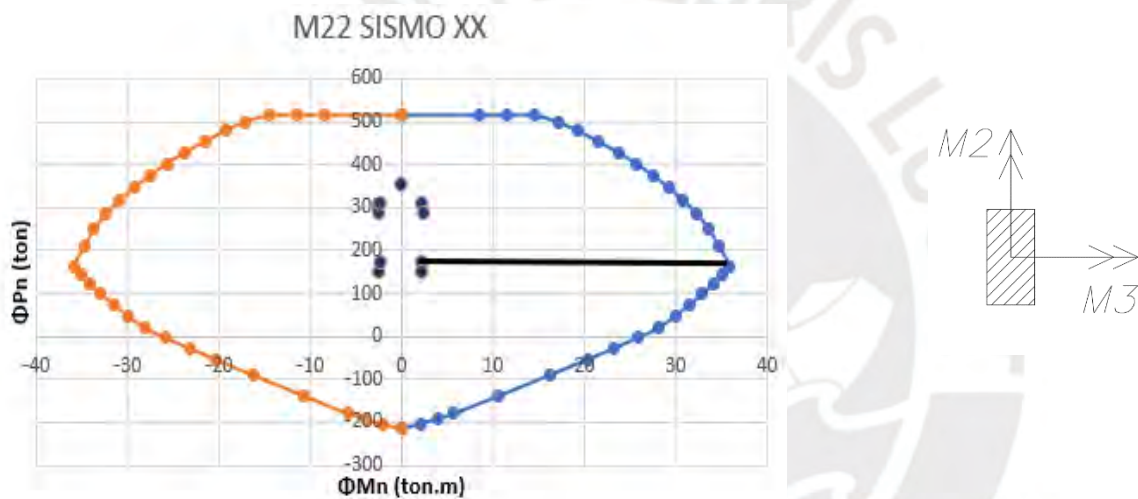


Figura 6-7 Determinación de Mn22 para C1

Se determina la cortante última con la Ecuación 33.

$$Vu = \frac{Mni + Mns}{hn} \quad (32)$$

Obteniendo $VuX-X=33.2$ ton y $VuY-Y=15.3$ ton. Asimismo, se permite limitar la cortante por capacidad amplificando la carga de sismo 2.5 veces. Haciendo la nueva combinación se tiene $VuX-X= 6$ ton y $VuY-Y=0.4$ ton. Estos valores bajos se deben a que las placas se llevan prácticamente toda la fuerza cortante de sismo. Ambas fuerzas cortantes

últimas son menores a la capacidad por corte de la sección de concreto, por lo tanto, se mantendrá con la distribución de estribos mínimos.

6.2. Diseño de columna PL-03

La columna PL-03 se ubica en el eje D con los ejes 2 y 3, se analizará la columna ubicada en el eje 2.

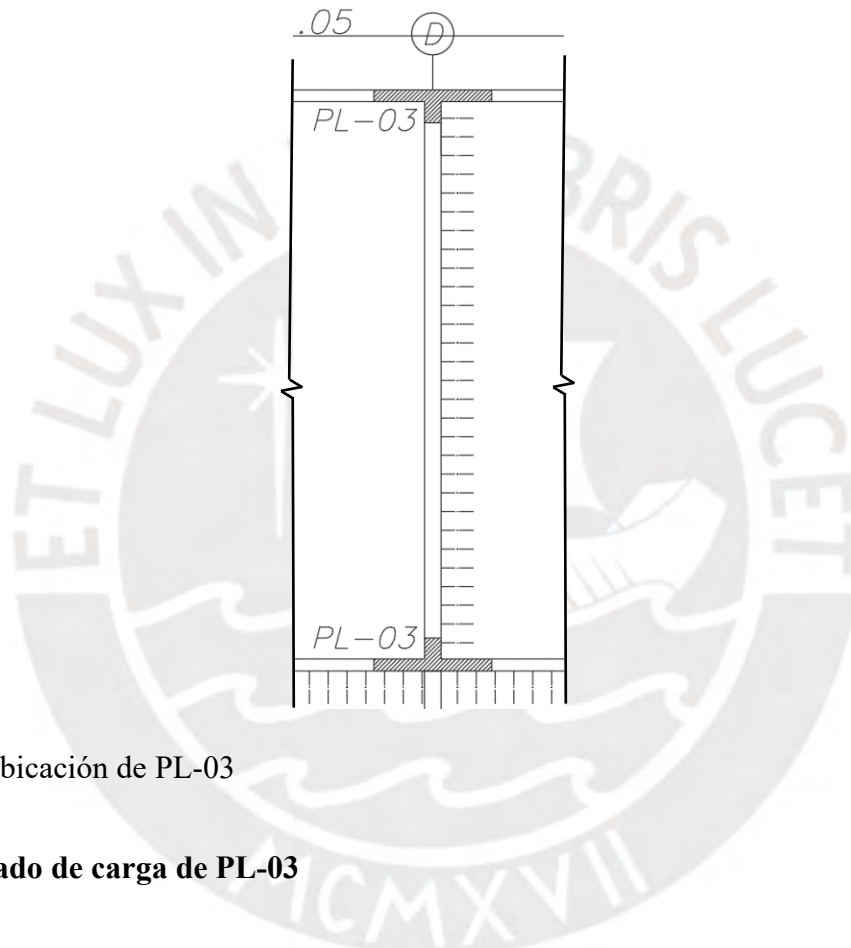


Figura 6-8 Ubicación de PL-03

6.2.1. Metrado de carga de PL-03

Se realizará un metrado manual para la carga axial en la base de la columna PL-03 proveniente de las cargas permanentes y las cargas vivas para su posterior comparación con lo arrojado por el software, para verificar que se estén manejando magnitudes similares.

Tabla 6-6

Metrado para carga muerta PL-03

CM PL-03 Var.xVar.	ton/m2	área (m2)	F (ton)
Peso propio		0.78	37.4
Piso terminado	0.10	260.4	26.0
Peso losa	0.35	260.4	91.1
Viga	36.5	1.05	38.4
Parapeto	1.8	3.22	5.8
TOTAL			199

Tabla 6-7

Metrado para carga viva PL-03

CV PL-03 Var.xVar.	ton/m2	área (m2)	F (ton)
s/c piso típico 250 kg/m2	0.25	151.12	37.8
s/c piso típico 400 kg/m2	0.4	50.8	20.3
s/c azotea	0.1	52.1	5.2
TOTAL			63

6.2.2. Análisis estructural de PL-03

Del software ETABS se extraen las cargas en la base de la columna PL-03, ya que se hará un diseño inicial para la parte más cargada. Cabe recordar que para las cargas de sismo se usa el modelo empleado para el análisis sísmico y para las cargas de gravedad se empleó un modelo para considerar axialmente rígidas a las columnas y placas. Los resultados de las cargas actuantes se presentan en la Tabla 6-8.

Tabla 6-8

Cargas presentes en columna PL-03

Caso de carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Muerta	-201	3.50	-0.02	-0.000	-0.1
Viva	-60	1.78	-0.00	-0.000	-0.1
Sismo X-X	0.5	0.14	20.49	0.050	139.7
Sismo Y-Y	1.3	1.02	3.11	0.088	15.4

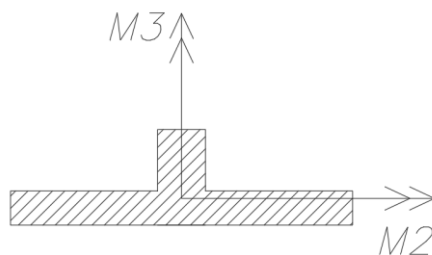


Figura 6-9 Ejes locales de PL-03

Se observa que las cargas axiales de muerta y viva son muy similares a las obtenidas manualmente, por lo que, se corrobora que el modelo empleado para las cargas estáticas es adecuado. Teniendo las cargas en servicio se procede a amplificar con las combinaciones presentes en la sección 1.6.

Tabla 6-9

Cargas últimas para sismo X PL-03

	Tipo de amplificación	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	382.88	-0.26	11.96	7.93	-0.04
	1.25CM+1.25CV+SX	326.39	139.53	10.56	6.74	20.45
	1.25CM+1.25CV-SX	325.34	-139.96	9.35	6.46	-20.52
	0.9CM+SX	181.41	139.64	5.36	3.29	20.46
	0.9CM-SX	180.36	-139.85	4.15	3.01	-20.51

Tabla 6-10

Cargas últimas para sismo Y PL-03

	Tipo de amplificación	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	382.88	-0.26	11.96	7.93	-0.04
	1.25CM+1.25CV+SX	327.12	15.19	13.59	7.63	3.08
	1.25CM+1.25CV-SX	324.61	-15.62	6.32	5.58	-3.14
	0.9CM+SX	182.14	15.30	8.39	4.17	3.09
	0.9CM-SX	179.63	-15.51	1.12	2.13	-3.13

6.2.3. Diseño por flexo compresión

En este caso se seguirá el mismo procedimiento para columna para la columna 35x70 que prácticamente se lleva toda la carga estática proveniente de las losas, colocándole el acero mínimo, es decir, una cuantía de 1%, 10 barras de 3/4" y se le asignará borde confinado.

Asimismo, se asignará bordes confinados en los extremos de la parte horizontal de la columna. Se estimará inicialmente un borde confinado de longitud 10% de la longitud total, 30 cm, con 4 barras de 3/4”.

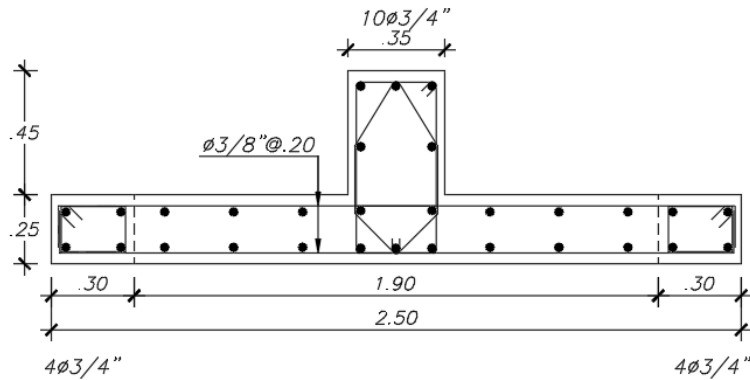


Figura 6-10 Armado escogido para PL-03

Para realizar el diagrama de interacción se usó el software ETABS sin considerar el coeficiente Φ , ya que, dicho software no considera adecuadamente este factor. Para el factor Φ se tiene como punto de transición el axial $P_{tran} = (0.1/0.7) * f'_c * A_g = 234.8$ ton, para axiales mayores al P_{tran} , se tiene $\Phi = 0.7$, para axiales menores a P_{tran} , se tiene $\Phi = 0.9 - 0.2 * P_n / P_{tran}$, hasta 0.9.

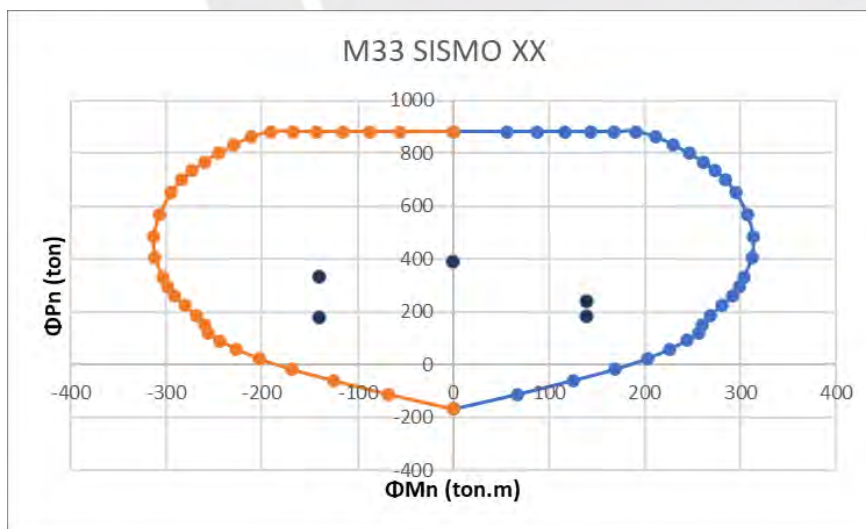


Figura 6-11 Flexo compresión sismo X PL-03

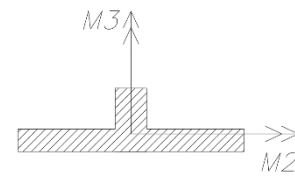
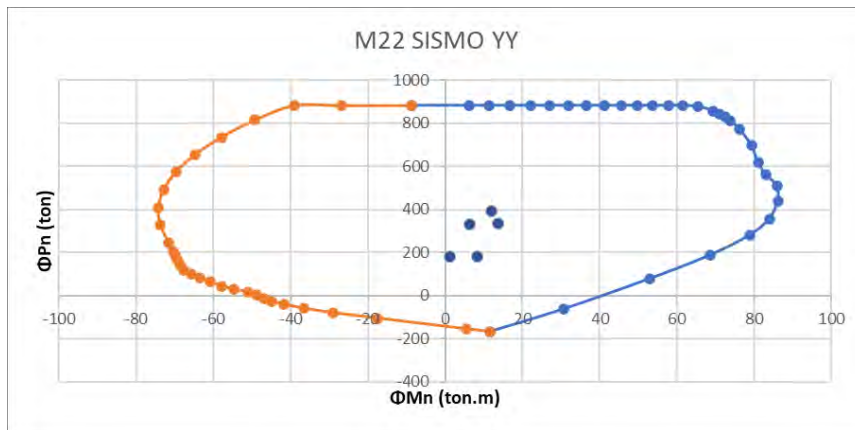


Figura 6-12 Flexo compresión sismo Y PL-03

De las Figuras 6-11 y 6-12 se concluye que se satisface el diseño por flexión compresión, puesto que los puntos, que representan las cargas últimas, se encuentran dentro del diagrama de interacción.

6.2.4. Diseño a cortante por resistencia

Para determinar la resistencia al corte en muros de concreto se usa la Ecuación 33:

$$\Phi V_c = 0.85 * \alpha * A_{cw} * \sqrt{f'_c} \quad (33)$$

El coeficiente α depende de la esbeltez del muro, es decir, de la división entre la altura y la longitud del muro. En caso sea menor a 1.5, $\alpha=0.8$. Si es mayor a 2 $\alpha=0.53$. Por último, si está entre 1.5 y 2 el valor de α varía linealmente entre 0.53 y 0.8.

La relación entre la altura y la longitud es de $H/L=19.9/2.5=7.96$, puesto que es mayor a 2 se tendrá $\alpha=0.53$ y $A_{cw}=0.25*2.50=0.625$ m², por lo que $\Phi V_c=40.8$ ton. En este caso se tiene como $V_{u2-2(x-x)}=20.5$ ton y como cortante resistente ΦV_c x-x=40.8 ton. Por lo tanto, con el concreto es suficiente para resistir a cortante.

6.2.5. Disposiciones del Capítulo 21 de la Norma E.060

Como cuantía mínima se usará 0.0025 tanto horizontal como vertical, obteniendo así para un ancho de 25 cm, $A_s=6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$, usando estribos de 3/8 se tiene un espaciamiento de 23 cm, por lo tanto, se tendrá $s=20 \text{ cm}$.

Para la zona de confinamiento se tiene como espaciamiento mínimo el menor valor entre 10db, la menor distancia y 25 cm. Mínimo (19.1,25,25) =19 cm, por lo que se tomará como espaciamiento 17.5 cm para los aceros horizontales, para fuera de la zona de confinamiento se tiene como espaciamiento mínimo el menor valor entre 12db (de 3/4’’), la menor distancia y 25 cm. Mínimo (23.1,25,25) =25 cm.

Como altura de confinamiento se tiene el mayor entre la longitud del muro (2.5 m) y $1/4 * M_u / V_u = 1/4 * 140 / 20.5 = 1.71 \text{ m}$, quedando como altura de confinamiento 2.5 m.

6.2.6. Diseño por capacidad

Para la altura a aplicar se considera el máximo entre la longitud del muro (2.5 m), $1/4 * M_u / V_u = 1/4 * 140 / 20.5 = 1.71 \text{ m}$ y los dos primeros pisos (8.5 m), por lo tanto, se aplicará hasta los dos primeros pisos. Se determina los momentos nominales máximos que salen de los P_u del diagrama de interacción nominal. En este caso se cuenta con cortante máxima en la dirección x-x, que es longitudinal a PL-03. $V_u \text{ x-x} = 20.5 \text{ ton}$, $M_n = 460 \text{ ton.m}$.

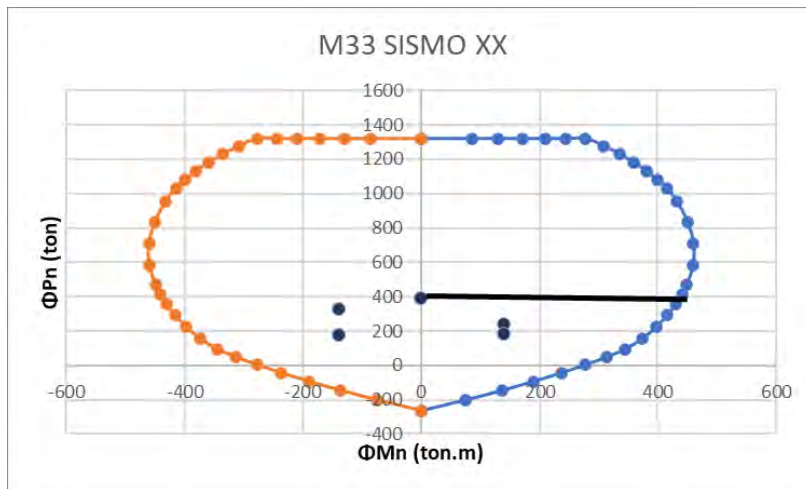


Figura 6-13 Determinación de Mn para PL-03

Así es como se obtiene como amplificador de cortante $M_n/M_u=460/140=3.29$, $V_{u3}=67.4$ ton, menor a la cortante máxima que puede soportar la sección $0.85 \cdot 2.63 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cw} = 202.5$ ton. Con dicho V_u y $\Phi V_c=40.8$ ton, se tiene como $V_s=31.3$ ton, usando estribos simples de 3/8 sale un espaciamiento de 38.1 cm, mayor al mínimo, por lo tanto, se usarán los espaciamientos máximos.

6.2.7. Verificación de la longitud de confinamiento para PL-03

Para la zona que parece columna de 35x70 necesariamente tendrá zona de confinamiento puesto que la carga concentrada es similar a la columna C1 y sobrepasa el 20% de la capacidad a axial como ya se verificó anteriormente, por lo que falta verificar la parte alargada. Es por ello que se determinará la distancia del eje neutro hacia la zona más alejada en compresión (c). Como estimación inicial se usará la siguiente expresión simplificada brindada por Moehlle (2015).

$$c = \frac{P + A_s f_y + \rho_l t_w l_w f_y - A'_s f_y}{0.85 f'_c t_w \beta_1 - 2 \rho_l t_w f_y} \quad (34)$$

Donde P es la carga axial última máxima, A_s es el acero en tracción en el borde confinado, ρ_l es la cuantía de los aceros distribuidos en el alma, t_w es el ancho de la sección, l_w es la longitud de la sección y A_s' es el acero en compresión en el borde confinado.

Tabla 6-11

Estimación inicial de c para PL-03

Descripción	Valor	Unidad
f'_c	210	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²
t_w	25	cm
l_w	250	cm
P_u	382880	kg
A_s	17.04	cm ²
A_s'	17.04	cm ²
ρ_l	0.002185	
C=	103.5	cm

Obteniendo así $c=103.5$ cm.

Más exactamente se determinará el c con ayuda del software SAP2000 con la opción de *section designer* que permite mediante el diagrama momento curvatura determinar las deformaciones del acero cuando el concreto llega a la deformación unitaria de 0.003 para la máxima carga axial. Para ello se tiene que brindar las leyes constitutivas para el acero elastoplástico perfecto y la del concreto, en este caso se usó el de Mander. Arrojando, así como deformación unitaria para el acero en tracción más alejado 0.003466, eso arroja un $c=114.1$ cm, valor cercano al estimado anteriormente.

Obtenido el valor de c , se extrae el desplazamiento inelástico máximo de la columna, resultando 1.64 cm. Y se determina el valor de $C_{lim}=L_m/(600* \delta_u/h_m)$, para compararlo con el c obtenido, en caso sea mayor al C_{lim} , se necesitarán bordes confinados.

Tabla 6-12

Verificación de la necesita de bordes de confinamiento

Descripción	Resultados
c (cm)	114.13
Lm (cm)	250
δu (cm)	1.64
hm (cm)	19900
$\delta u/hm$	0.005
Clim (cm)	83.3
Verificación	ES NECESARIO ELEMENTOS DE BORDE

Como longitud mínima es el máximo entre $c-0.1Lm$ y $c/2$, obteniendo 90 cm, se colocó inicialmente 30 cm como borde de confinamiento, se mantendrá los aceros longitudinales, se agregarán estribos hasta alcanzar los 90 y se cambiarán los aceros longitudinales del alma a 1/2'' para confinar la longitud mínima calculada, esto equivale a confinar toda la sección de la columna.

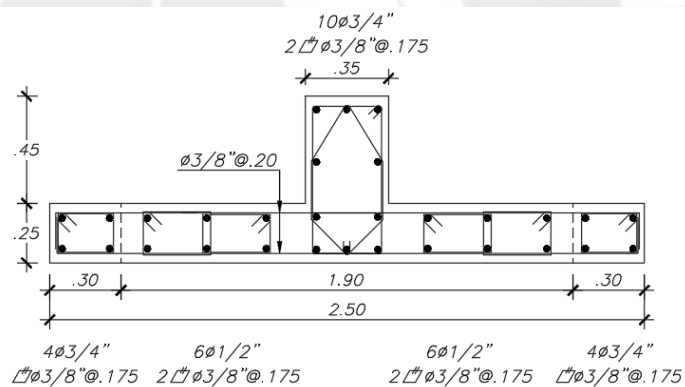


Figura 6-14 Armado final para PL-03

7. Diseño de placas

7.1. Diseño de placa PL-04

La placa PL-04 se encuentra en el lado derecho y presenta una sección en forma de C más alargada que la placa PL-03 como se muestra en la Figura 7-1.

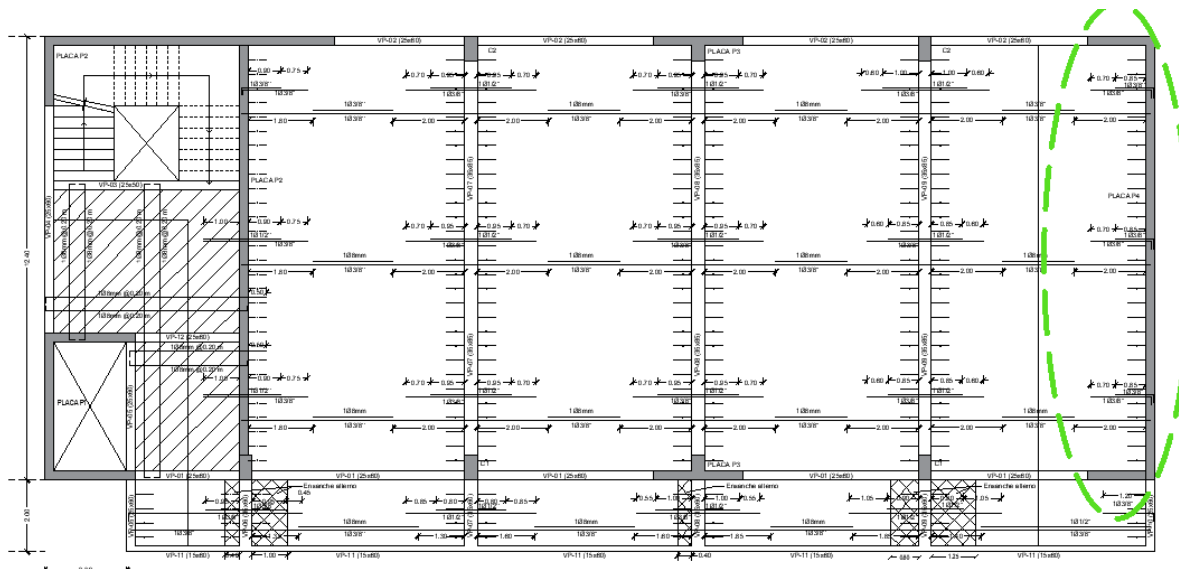


Figura 7-1 Ubicación de la Placa PL-04

7.1.1. Metrado de carga para placa PL-04

Se realizará un metrado manual para la carga axial en la base de la placa PL-04 proveniente de las cargas permanentes y las cargas vivas, para su posterior comparación con lo obtenido por el software para verificar que se estén manejando magnitudes similares. Los resultados se observan en las Tablas 7-1 y 7-2.

Tabla 7-1

Metrado de carga muerta para placa PL-04

Carga Muerta	ton/m ²	área (m ²)	F (ton)
Peso propio		3.93	187.5
Piso terminado	0.10	210	21.0
Peso losa aligerada	0.35	210	73.5
Viga	21.96	0.75	16.5
Parapeto	2.4	6.77	16.1
TOTAL			315

Tabla 7-2
Metrado de carga viva para placa PL-04

Carga viva	ton/m2	área (m2)	F (ton)
s/c piso típico 250 kg/m2	0.25	168	42.0
s/c azotea	0.1	42.0	4.2
TOTAL			46

7.1.2. Análisis estructural

Del software ETABS se extraen las cargas en la base de la placa PL-04, ya que, se hará un diseño inicial para la parte más cargada. Cabe recordar que para las cargas de sismo se usa el modelo empleado para el análisis sísmico y para las cargas estáticas se empleó un modelo para considerar axialmente rígidas a las columnas y placas. En este caso para el análisis en Y se tiene que la cortante de sismo es $160/413=39\%$, superior al 30%, por lo tanto, se le tendrá que afectar a las cargas sísmicas por un factor de 1.25 por lo dispuesto en el artículo 34 de la Norma E.030. Los resultados de las cargas actuantes se presentan en la Tabla 7-3.

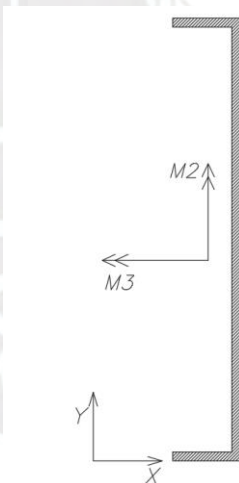


Figura 7-2 Ejes locales de PL-04
 Tabla 7-3

Cargas presentes en placa PL-04

Caso de carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Muerta	-291	-3.0	0.1	17	-228
Viva	-54	-1.2	0.1	1	-100
Sismo X-X	-45	122.5	-48.1	-343	1736
Sismo Y-Y	-4	199.8	-5.7	-32	2550

Las cargas axiales de los casos de carga muerta y viva son muy similares a los obtenidos manualmente, por lo que se corrobora que el modelo empleado es adecuado. En este caso, a diferencia de las columnas se observa una predominancia en cortante y momentos de sismo muy por encima de las cargas de gravedad debido a la gran rigidez de las placas. Asimismo, se observa que los resultados tienen sentido, ya que, para el caso de sismo en Y se tiene cortante mayor en el eje local 2 (paralela a Y) y mayor momento flector en el eje local 3 (perpendicular a Y). Los ejes locales se observan en la Figura 7-2. Ahora se procede a combinar las cargas para los 5 casos de carga presentes con las combinaciones presentes en la sección 1.6.

En la Tabla 7-4 se muestra que debido al sismo en x se tiene un momento de 2146 ton.m en la dirección X, esto debe ser efecto de la torsión presente en planta, pero resulta menor al momento en X resultante del sismo en Y.

Tabla 7-4

Cargas últimas para sismo X PL-04

	Tipo de amplificación	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	498	26	-489	-6	0
	1.25CM+1.25CV+SX	475	-320	1325	117	-48
	1.25CM+1.25CV-SX	386	365	-2146	-128	48
	0.9CM+SX	307	-327	1531	120	-48
	0.9CM-SX	217	358	-1941	-125	48

Tabla 7-5

Cargas últimas para sismo Y PL-04

	Tipo de amplificación	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	498	26	-489	-6	0
	1.25CM+1.25CV+SY	434	-9	2140	195	-5
	1.25CM+1.25CV-SY	427	54	-2960	-205	6
	0.9CM+SY	266	-17	2345	197	-6
	0.9CM-SY	258	47	-2755	-202	6

7.1.3. Diseño por flexo compresión

En la Figura 7-3 se muestra un extremo de la distribución de aceros longitudinales de la placa, esto debido a que la placa tiene 12.4 m de longitud y si se muestra todo no se verá con claridad, el otro extremo es igual al mostrado. El borde izquierdo presenta una cuantía de 1.37% y el derecho 1.28%

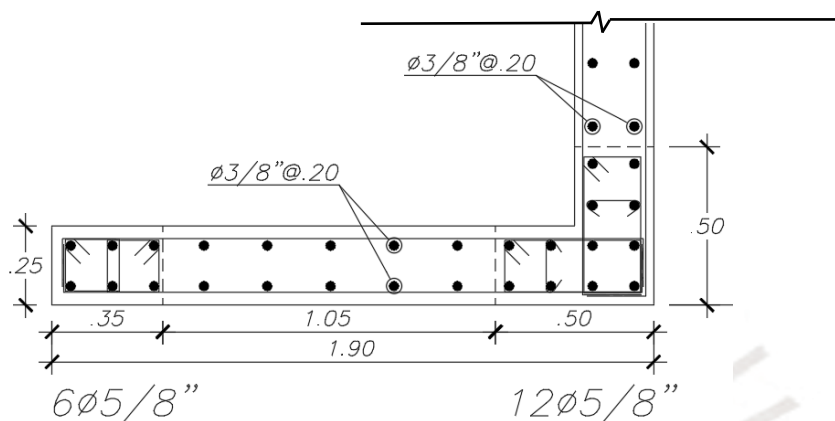


Figura 7-3 Armado escogido para PL-04

Con dicha propuesta de armado se construye el diagrama de interacción con ayuda del software ETABS excluyendo Phi. Esto debido a que el programa no considera adecuadamente la transición de flexo compresión a flexión pura para el caso peruano. Es por ello que se hará la transición con ayuda de Excel. Para el factor Φ se tiene como punto de transición el axial $P_{tran} = (0.1/0.7) * f'_c * A_g = 652.5$ ton, para axiales mayores a P_{tran} , se tiene $\Phi = 0.7$, para axiales menores a P_{tran} , se tiene $\Phi = 0.9 - 0.2 * P_n / P_{tran}$, hasta 0.9.

En este caso al analizar para sismo en X se tienen alas muy alargadas, por lo cual se limitará para el diseño el aporte del ala hasta el 10% de la altura total del edificio, es decir, 2.0 m. Es por ello que se considerará dicha limitante tanto para las solicitaciones como la resistencia descontando parte del ala que no está dentro del 10% de la altura del edificio. Para el análisis se divide el muro y se le asigna *piers* a la sección que trabaja y para el diseño solo se considerará el ala efectiva. En la Figura 7-4 se observa la sección que se analizará, mientras que en la Tabla 7-6 se indica las nuevas solicitaciones presentes para dicha sección.

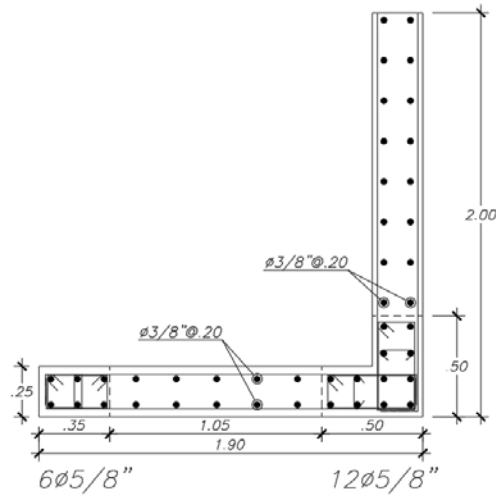


Figura 7-4 Sección dividida para análisis de sismo en X, PL-04

Tabla 7-6

Nuevas cargas últimas para sección dividida para sismo en X

	Tipo de amplificación	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	123.8	6.4	-121.6	-1.5	0.1
	1.25CM+1.25CV+SX	118.1	-79.5	329.4	29.1	-11.9
	1.25CM+1.25CV-SX	95.9	90.7	-533.2	-31.7	12.0
	0.9CM+SX	76.2	-81.4	380.4	29.8	-11.9
	0.9CM-SX	53.9	88.9	-482.3	-31.1	12.0

Las nuevas cargas presentes son mucho menores a las obtenidas en la Tabla 7-4 cuando se considera toda la sección de la placa.

Para el caso de sismo en Y se considera toda el ala, puesto que es menor a 2.0 m. A continuación, se presentan los diagramas de interacción con las cargas últimas representadas por puntos para los casos más críticos para cada caso de sismo.

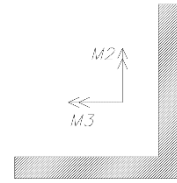
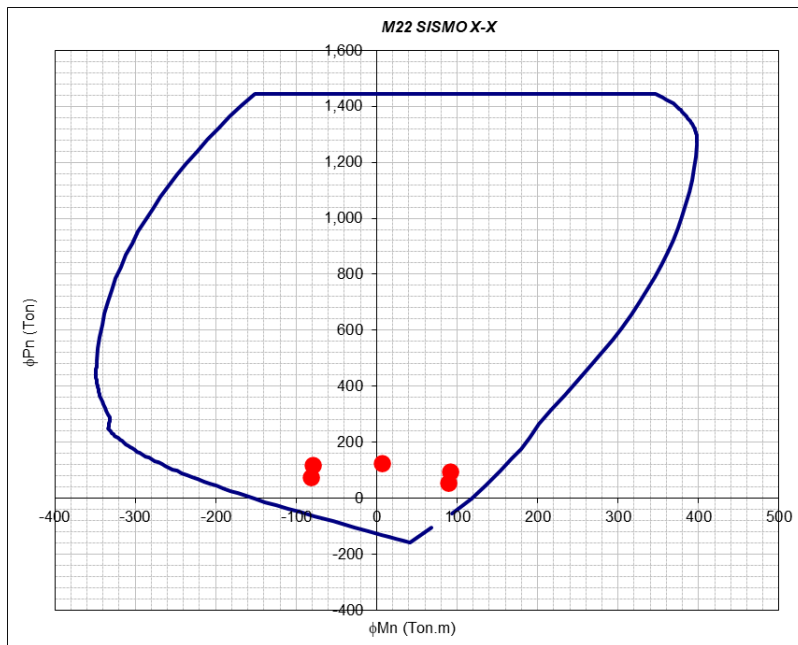


Figura 7-5 Flexo compresión sismo X PL-04

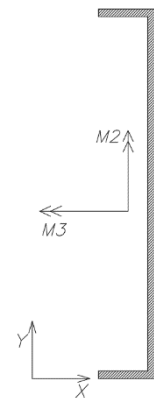
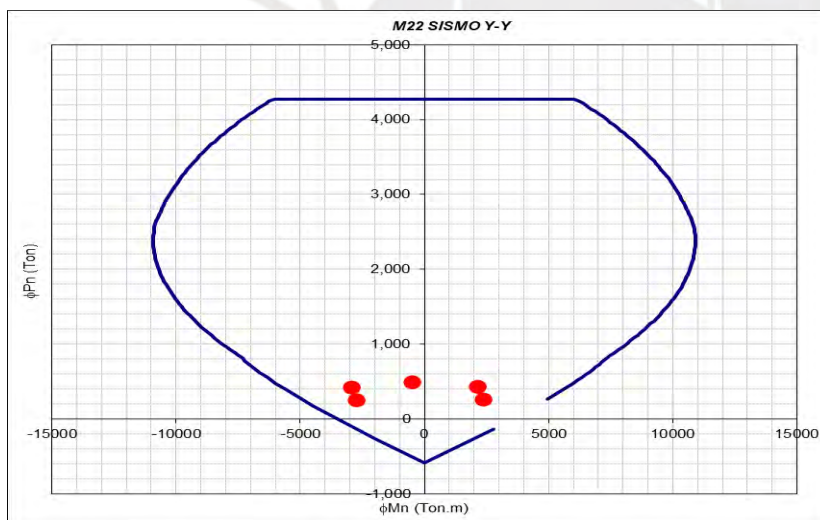


Figura 7-6 Flexo compresión sismo Y PL-04

De las Figuras 7-5 Y 7-6 se concluye que se satisface el diseño por flexo compresión, puesto que los puntos, que representan las cargas últimas, se encuentran dentro del diagrama de interacción.

7.1.4. Diseño a cortante por resistencia

Para el sismo en X se tiene que la relación de altura con largo es de $19.9/1.9=10.5$ mayor a 2, por lo que $\alpha=0.53$ y como áreas de corte $Acwx=0.25*1.9=0.475$ m², por lo que $\Phi V_{cx}=31.0$ ton. De la Tabla 7-6 se extrae la cortante última $V_{ux-x}=12.0$ ton y como cortante resistente $\Phi V_{cx-x}=31$ ton. Por lo que no requiere aceros horizontales por resistencia.

Para el sismo en Y se tiene que la relación de altura con largo es de $19.9/12.4=1.6$ menor a 2, por lo que el aporte por cortante se tendrá que afectar por un factor $\alpha=-0.17H/L+0.655=0.76$ en vez de 0.53, cuenta con un $Acw=0.25*12.4=3.1$ m², por lo que $\Phi V_{cy}=291$ ton. De la Tabla 7-5 se extrae la cortante última $V_{uy-y}=205$ ton y como cortante resistente $\Phi V_{c22}=291$ ton. Por lo tanto, no requiere aceros horizontales por resistencia.

7.1.5. Disposiciones del Capítulo 21 de la Norma E.060

Como cuantía mínima se usará 0.0025 tanto horizontal como vertical, obteniendo así para un ancho de 25 cm, $A_s=6.25$ cm²/m, usando estribos de 3/8 se tiene un espaciamiento de 23 cm, por lo tanto, se tendrá $s=20$ cm.

Para la zona de confinamiento se tiene como espaciamiento mínimo el menor valor entre 10db, la menor distancia y 25 cm. Mínimo (15.8,25,25) =15 cm, por lo tanto, se tendrá espaciamiento de 15 cm para los aceros horizontales.

7.1.6. Diseño por capacidad

Como altura de confinamiento se tiene para análisis en X el mayor entre la longitud del muro (1.9 m), $1/4 * M_u / V_u = 1/4 * 314 / 54 = 1.47$ m y los dos primeros niveles (8.5m), quedando como altura de confinamiento 8.5 m. Para el caso de análisis en Y máximo entre 12.4 m, $1/4 * 4130 / 280 = 3.7$ m y los dos primeros niveles (8.5 m), quedando como altura de confinamiento 12.4 m. Luego se determinan los momentos nominales máximos que salen de los P_u del diagrama de interacción nominal.

Para el sismo en X se tiene como cortante máxima en la dirección 3 $V_{u3}=12.0$ ton, $M_n=160.6$ ton.m. Se obtiene como amplificador de cortante $M_n/M_u=160.6/79.5=2.47$, $V_{u3}=2.47*12$ ton= 29.7 ton, menor a la cortante máxima que puede soportar la sección $0.85*2.63*\sqrt{f'_c} *b*d =246.2$ ton. Con dicho V_u y $\Phi V_c=31$ ton, se tiene como $V_s=11.8$ ton, usando doble malla de aceros de 3/8 sale un espaciamiento de 150 cm, por lo que se usará como espaciamiento 20 cm.

Para el sismo en Y se tiene como cortante en la dirección 2 $V_{u2}=205$ ton, $M_n=7283$ ton.m. Se obtiene como amplificador de cortante $M_n/M_u=7283/2140=3.40$, $V_{u3}=3.40*205$ ton= 698 ton, menor a la cortante máxima que puede soportar la sección $0.85*2.63*\sqrt{f'_c} *A_{cw} =1004$ ton. Con dicho V_u y $\Phi V_c=291.9$ ton, se tiene como $V_s=493$ ton, usando doble malla de aceros de 3/8'' sale un espaciamiento de 15 cm.

7.1.7. Verificación de la longitud de confinamiento para la placa PL-04

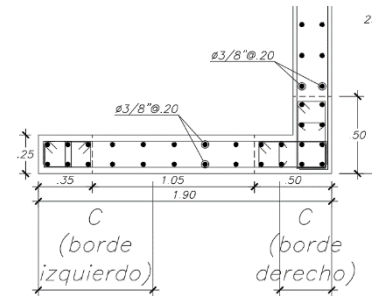
Se determinará la distancia del eje neutro desde el borde comprimido (c) con ayuda del software SAP2000 con la opción de *section designer* que permite mediante el diagrama momento curvatura determinar las deformaciones del acero cuando el concreto llega a la deformación unitaria de 0.003 para la máxima carga axial. Para ello se tiene que brindar las leyes constitutivas para el acero elastoplástico perfecto y la del concreto, en este caso se usó el de Mander.

Para el caso de sismo en X se tiene como deformaciones unitarias para el acero en tracción más alejado los presentados en la Tabla 7-7, se usa el menor para cada caso, puesto que, será este el que arroje mayor valor de c . Cabe mencionar que el software SAP2000 tiene como ángulo 0 el eje local 2. y para 90 grados el eje local 3. Se observa que para 270 grados se tiene un c mucho menor al de 90 grados, esto es lógico ya que al lado derecho se tiene una gran ala en compresión por lo que el c para 270 grados será menor.

Tabla 7-7

Cálculo del eje neutro más crítico para P4

Caso de carga	ϵ_s 90 (extremo izquierdo)	ϵ_s 270 (extremo derecho)
1.25CM+1.25CV+SX	5.42E-03	5.71E-02
1.25CM+1.25CV-SX	8.04E-03	7.43E-02
0.9CM+SX	6.81E-03	6.69E-02
0.9CM-SX	1.02E-02	8.92E-02
c (cm)	62	9.5



Obtenido el valor de c , se extrae el desplazamiento inelástico máximo de la columna, resultando 1.64 cm. Y se determina el valor de $C_{lim} = L_m / (600 * \delta u / h_m)$, para compararlo con el c obtenido, en caso sea mayor al C_{lim} , se necesitarán bordes confinados.

Tabla 7-8

Verificación de la necesita de bordes de confinamiento

Descripción	Resultados en extremo izquierdo	Resultados en extremo derecho
c (cm)	62	9.5
L_m (cm)	190	190
δu (cm)	6.1	6.1
h_m (cm)	1990	1990
$\delta u / h_m$	0.005	0.005
C_{lim} (cm)	63.3	63.3
Verificación	NO ES NECESARIO ELEMENTOS DE BORDE ESPECIALES	NO ES NECESARIO ELEMENTOS DE BORDE ESPECIALES

Como se observa en la Tabla 7-8 no se requieren bordes confinados.

Se hace el mismo análisis para el sismo en Y. En este caso debido a la simetría que hay respecto al eje X se tienen mismos c .

Tabla 7-9

Cálculo del eje neutro más crítico

Caso de carga	es 90 (extremo superior)	es 270 (extremo inferior)
1.25CM+1.25CV+SX	2.60E-02	2.60E-02
1.25CM+1.25CV-SX	2.61E-02	2.61E-02
0.9CM+SX	3.05E-02	3.05E-02
0.9CM-SX	3.73E-02	3.73E-02
c (cm)	128.3	128.3

Obtenido el valor de c, se extrae el desplazamiento inelástico máximo de la columna, resultando 1.64 cm. Y se determina el valor de $C_{lim} = L_m / (600 * \delta u / h_m)$, para compararlo con el c obtenido, en caso sea mayor al C_{lim} , se necesitarán bordes confinados.

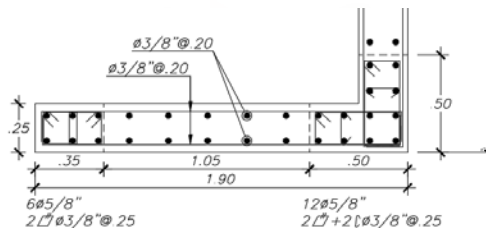
Tabla 7-10

Verificación de la necesita de bordes de confinamiento

Descripción	Resultados
c (cm)	128.3
L_m (cm)	1240
δu (cm)	6.1
h_m (cm)	1990
$\delta u / h_m$	0.005
C_{lim} (cm)	413.3
Verificación	NO ES NECESARIO ELEMENTOS DE BORDE ESPECIALES

Como se observa en la Tabla 7-10 no se requieren elementos de borde para este caso.

Como resultado final se cuenta con el siguiente armado para un extremo de la placa, el otro extremo presenta el mismo armado.



PLACA PL-04

Figura 7-7 Armado final de un extremo para placa PL-04

8. Diseño de la cimentación

8.1. Características del suelo de cimentación

De acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) el suelo sobre el cual se va a cimentar la edificación es de grava y cuenta con una presión admisible de 4.00 kg/cm^2 para zapatas de concreto armado con una profundidad mínima de cimentación de 1.50 m por debajo del terreno natural. Como peso específico del suelo se tiene 1.8 ton/m^2 .

8.2. Dimensionamiento de zapata de placa PL-02 y columna C-2

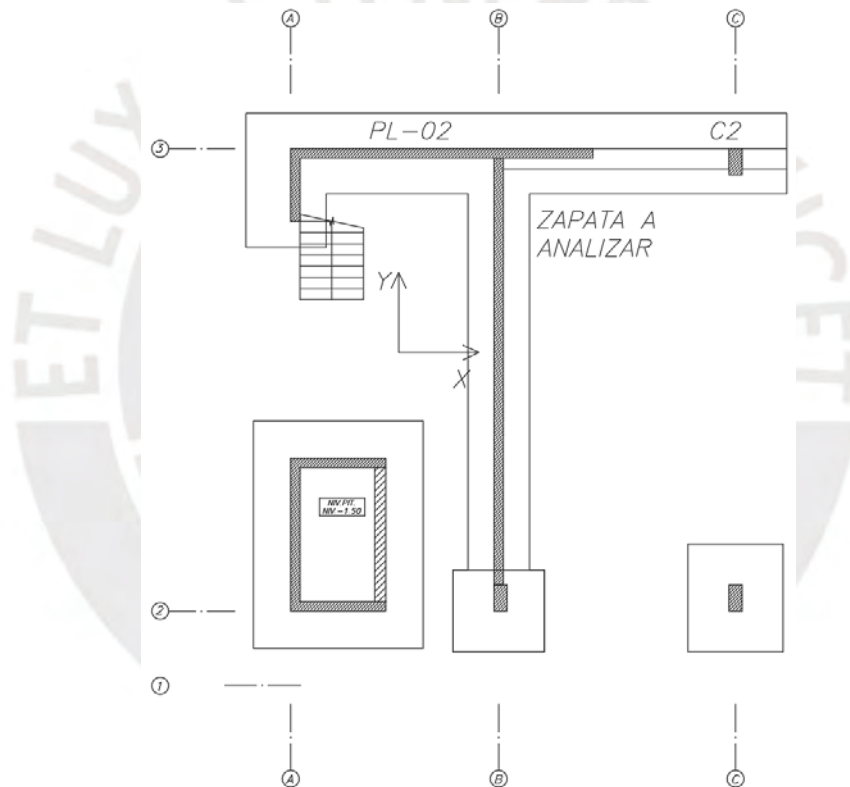


Figura 8-1 Ubicación de zapata

Para realizar el dimensionamiento de una zapata se tiene que analizar con las cargas en servicio, puesto que, el esfuerzo del suelo es admisible y contiene un factor de seguridad.

Se tienen 2 casos de análisis, el primero de ellos es solo con cargas de gravedad y el segundo es considerando las cargas sísmicas tanto positivas como negativas, para este último

caso la norma E.060 (2009) permite un incremento en la capacidad del suelo en un 30%, debido a que se trata de un evento temporal.

Para determinar los esfuerzos producidos por el suelo sobre una zapata de sección rectangular se asume que la zapata es rígida y que el suelo es homogéneo y elástico, por lo que se obtiene como resultado que la reacción del suelo tendrá distribución lineal (Harmsen, 2017). Pudiéndose usar la siguiente fórmula para determinar el esfuerzo presente.

$$\sigma = \frac{Ps}{B * L} \pm \frac{6 * (Ms)}{B * L^2} \quad (35)$$

En casos donde los momentos son elevados se tendrá que realizar una redistribución de esfuerzos, puesto que, el suelo no puede sufrir tracción (Harmsen, 2017), en esos casos se considerará una redistribución uniforme en la presión.

Tabla 8-1

Cargas de placa PL-02 Y C-2 para análisis en X

CARGAS DE GRAVEDAD			
Pm (ton)	339	Pv (ton)	94
Mm - yy (ton.m)	188	Mm-xx (ton.m)	9
Mv-yy (ton.m)	73	Mv-xx (ton.m)	4
CARGAS DE SISMO			
Sismo x		Sismo y	
Ps-xx (ton)	-15	Ps-yy (ton)	259
MSX-YY (ton.m)	2077	MSY-XX (ton.m)	-2

Tabla 8-2

Cargas de placa PL-02 Y C-2 para análisis en Y

CARGAS DE GRAVEDAD			
Pm (ton)	283	Pv (ton)	67
Mm - yy (ton.m)	0.1	Mm-xx (ton.m)	-443
Mv-yy (ton.m)	0.1	Mv-xx (ton.m)	-165
CARGAS DE SISMO			
Sismo x		Sismo y	
Ps-xx (ton)	293	Ps-yy (ton)	-211
MSX-YY (ton.m)	7	MSY-XX (ton.m)	1929

En la Tabla 8-1 se observa que el momento flector debido al sismo en x es muy elevado, fue por ello que se termina combinando la zapata de la placa PL-02 con la zapata de la columna C-2, teniendo así una zapata combinada en la dirección X y una zapata aislada en la dirección Y. En ambas direcciones presentan momentos por sismo muy altos, por lo que se tendrá que realizar redistribución de esfuerzos.

Se procede a analizar las presiones presentes en las zapatas con las cargas que vienen de las placas y columna adicionando el peso propio de la zapata y las cargas presentes encima de la cimentación como es el suelo y la sobrecarga, 400 kg/m².

Como dimensiones de la zapata en X se están usando volados de 1.2 en la dirección principal y 0.95m en la dirección perpendicular, obteniendo así una zapata de 14.5m x 2.15 m. Mientras que para las dimensiones de la zapata en Y se está colocando una zapata con volado de 1.10m en la dirección principal y 0.7m en la dirección perpendicular, colocando en la parte inferior una zona de mayor área para hacer más efectivo el área que se comprimirá para el sismo en y- como se observa en la Figura 8-3.

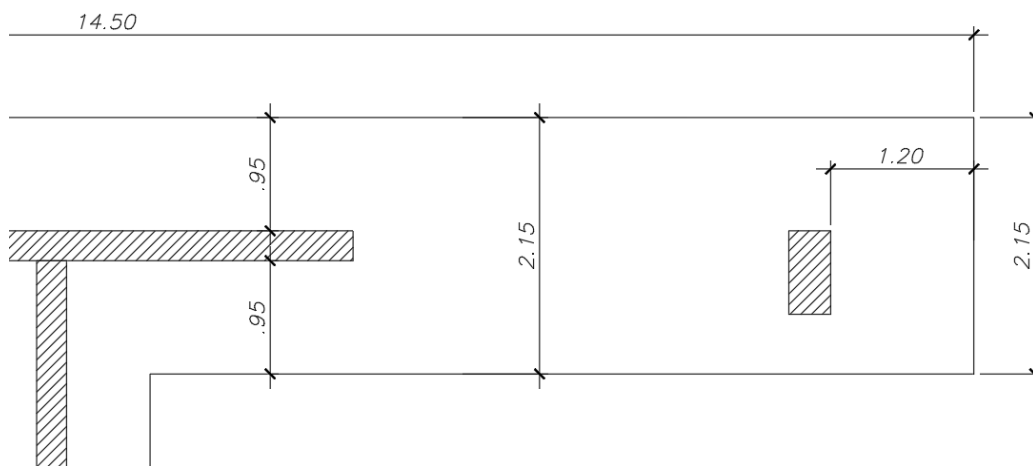


Figura 8-2 Dimensiones de zapata en X

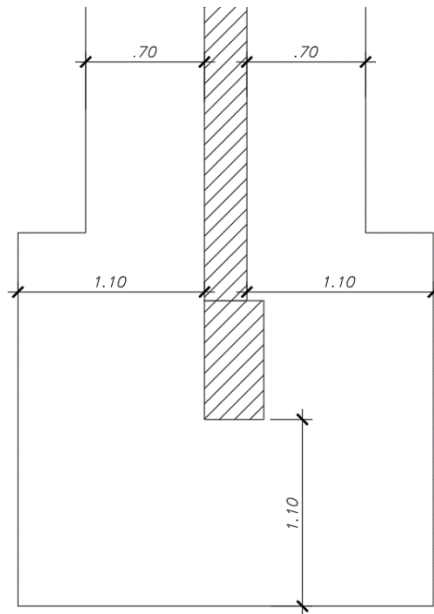


Figura 8-3 Dimensiones de zapata en Y

En este caso al tratarse de placas que se llevan gran parte del sismo, el caso más crítico es considerando el efecto sísmico, es por ello que en la Tabla 8-3 se observan esfuerzos resultantes para cada caso de sismo, en este caso se observan excentricidades muy elevadas que representan como máximo el 31% de la longitud total.

Además, se observan que los esfuerzos son menores al esfuerzo máximo admisible para sismo, que es 52 ton/m², por lo que las dimensiones colocadas son correctas.

Tabla 8-3

Esfuerzos resultantes para caso de sismo

CASO	Excentricidad (m)	Esfuerzo (ton/m ²)
Sismo x+	4.5	44.1
Sismo x-	3.3	32.4
Sismo y+	4.9	49.9
Sismo y-	3.9	51.1

Ahora sigue la parte de diseño por cortante, punzonamiento y flexión. Los dos primeros diseños se realizan para determinar un peralte adecuado para resistir estas dos sollicitaciones. Por otro lado, el punzonamiento solo se verificará en la zona de columna, puesto que, en la

placa PL-02 al ser muy largo el área de punzonamiento es muy elevado, por lo que el caso por cortante es más crítico para determinar el peralte de la sección. Se inicia considerando de peralte 70 cm.

8.3. Diseño por cortante

Para el análisis en la dirección en X se tendrán 2 escenarios, cuando el sismo es positivo y negativo, en el primer caso la parte derecha estará en compresión, para dicho caso se colocará una viga entre la placa y la columna puesto que la cortante presente en esa zona es muy elevada. Se realizó un modelo en 1 dirección empotrando en la parte izquierda, donde inicia la placa y colocándole brazo rígido en la columna, se dibujó como *frame* la sección de la zapata con la viga de 50 de ancho y de 1.30m de peralte.



Figura 8-4 Modelo empleado para análisis de zapata en X con sismo+

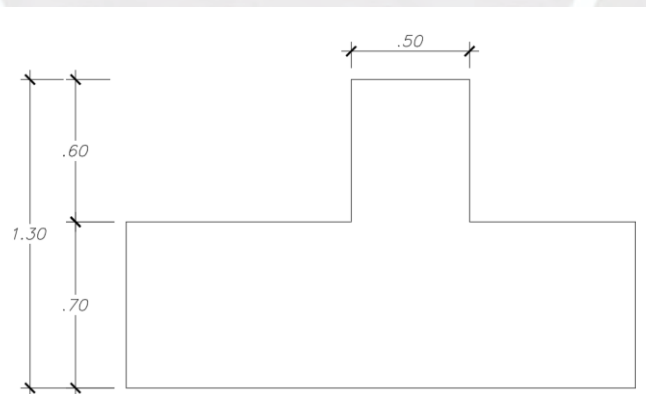


Figura 8-5 Sección de zapata con viga

Con ello se obtiene el siguiente diagrama de fuerza cortante (DFC):

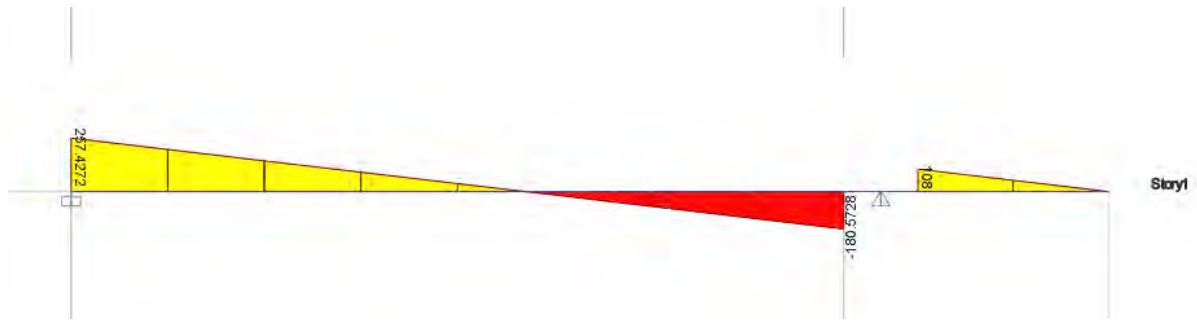


Figura 8-6 DFC para análisis de zapata en X con sismo+

La cortante a $d=1.20\text{m}$ de la cara de la placa es de 113.5 ton , la sección de la viga tiene como $\Phi V_c=31.34\text{ ton}$, por lo que queda como $V_s=96.7\text{ ton}$, colocando 2 estribos de $3/8$ espaciados cada 15 cm se satisface el diseño, obtenido un $\Phi V_n=120.3\text{ ton}$.

Por otro lado, el segundo escenario es cuando el sismo en X es -, en ese caso se tiene un volado de 1.2m . Por lo que el cortante último se obtiene como esfuerzo último * Volado, para este caso el esfuerzo último = 40.5 ton/m^2 , analizando para 1 m de ancho, se tiene a $d=0.6\text{m}$ de la cara como $V_u=24.28\text{ ton}$, mientras que $\Phi V_c=39.17\text{ ton}$, por lo que se satisface el diseño por cortante.

Para el caso del sismo en Y, se tiene el mismo caso anterior, en el que se tienen volados, el más crítico es de 1.1m de volado, generando como $V_u=31\text{ ton} < \Phi V_c=39.17\text{ ton}$. Por lo cual se satisface el diseño por cortante.

8.4. Diseño por punzonamiento

La resistencia por punzonamiento se determina mediante

ΦV_c está dada por el menor de estas 3 ecuaciones (E.060, 2009)

$$\Phi V_c = 0.85 * (0.53 + 1.1 \beta c) * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad (36)$$

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.27 * (2 + \alpha b_o) * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad (37)$$

$$\Phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad (38)$$

En este caso el de menor resistencia es la ecuación 39, siendo b_o el perímetro de la sección crítica de punzonamiento y d es el peralte efectivo = 0.6m . Teniendo como $\Phi V_c = 352.5$

ton, y como $V_{max}=P_u$ de la columna=266 ton. De esta manera, vemos que: $V_u \leq \phi V_c$, por lo que cumple por punzonamiento.

8.5. Diseño por flexión

El diseño por flexión es similar al diseño por corte para el sismo de X se va a tener 2 casos, para el primero se usa el modelo visto en la figura 8-4. Por lo que se tiene como diagrama de momento flector (DMF):

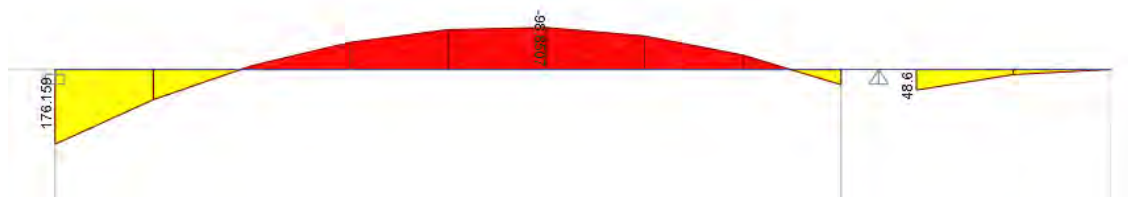


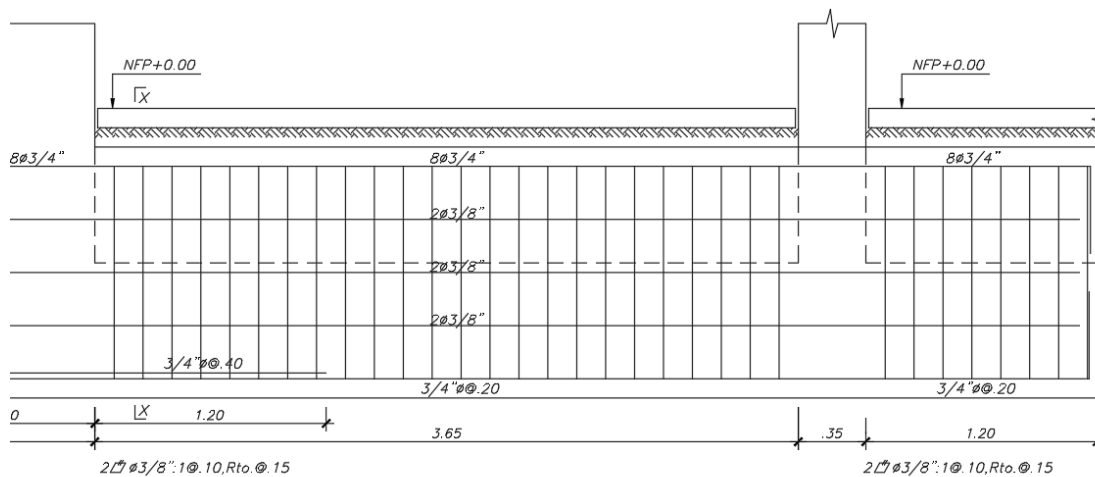
Figura 8-7 DMF para análisis de zapata en X con sismo+

Para el momento inferior se tendrá el acero distribuido de la zapata que resistirá, se coloca aceros de 3/4" cada 20 cm con bastones de 3/4" cada 40 cm, mientras que para el momento superior se tendrá la parte superior de la viga, por lo que se coloca 8 barras de 3/4" como se muestra en la Tabla 8-4.

Tabla 8-4

Resultados de diseño por flexión para sismo x+

	TRAMO CON VIGA	
	Parte inf. en 1 m	Parte sup.
Mu (ton.m)	82	99
b (cm)	50	215
As.req (cm ²)	18.8	22.0
Varillas	7.5 Φ 3/4"	8 Φ 3/4"
As.col (cm ²)	21.4	22.8



VC-01
ESC.: 1/25

Figura 8-8 Armado de viga de cimentación

Para los demás casos se tendrá volados por lo que el momento se tendrá como $\text{esfuerzo} \cdot L^2/2$. En la Tabla 8-5 se muestran los resultados del diseño para los demás casos, resultado como acero corrido para la zapata de $\Phi 3/4'' @ .20$ con bastón de $\Phi 3/4'' @ .40$ para el caso de sismo y- que resulta la parte inferior de la zapata y para el caso de sismo x-, parte izquierda de la zapata.

Tabla 8-5

Resultados de diseño por flexión para los demás casos

	Sismo x-	Sismo y+	Sismo y-
Mu (ton.m/m)	35.0	28.82	38.65
As.req (cm ²)	15.93	13.0	17.65
Varillas	$\Phi 3/4'' @ .20 + \Phi 3/4'' @ .40$	$\Phi 3/4'' @ .20$	$\Phi 3/4'' @ .20 + \Phi 3/4'' @ .40$
As.col (cm ²)	14.3	14.3	21.38

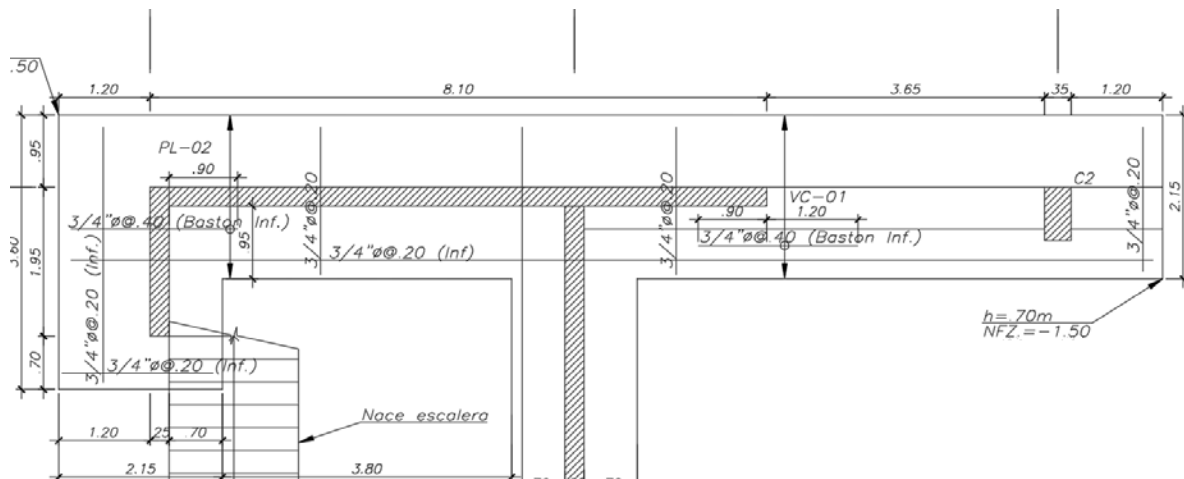


Figura 8-9 Armado de zapata (parte superior)

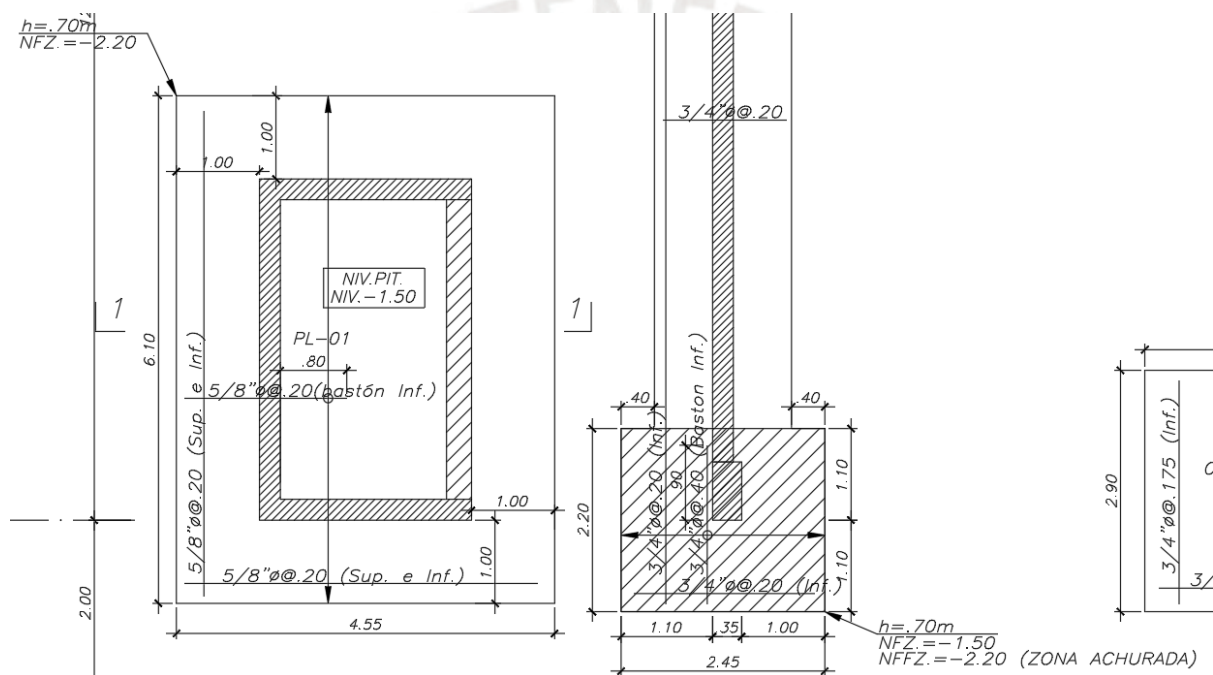


Figura 8-10 Armado de zapata (parte inferior)

En las Figuras 8-9 y 8-10 se presentan el armado final de las zapatas, para la zona inferior se colocó falsa zapata a nivel -2.20m debido a que al lado izquierdo se encuentra el pit del ascensor con nivel de fondo de zapata de -2.20m.

9. Diseño de escalera

La escalera se analiza por cargas de gravedad, en este caso se tienen 4 tramos típicos, siendo 3 de ellos los mismos casos de análisis con una luz de 3.8m, para esos tramos se usará una garganta de 15 cm, mientras que para el tramo de 5.2 m de luz se usará 20 cm de garganta.

Se idealizará la escalera como si trabajara en una sola dirección a través de un *frame*, sobre ella se asigna la carga uniforme presente como se observa en las Figuras 9-1 y 9-2.

Para determinar las cargas presentes se realiza un metrado considerando el peso de la escalera como se muestra en la Ecuación 39, donde C_p es el contrapaso=0.165m, g es la garganta y P es el paso=0.30m,

$$W_p = 2.4 * \left(\frac{C_p}{2} + g * \sqrt{1 + \left(\frac{C_p}{P} \right)^2} \right) \quad (39)$$

Tabla 9-1

Metrado de escalera

	2do tramo	4to tramo
g (m)	0.2	0.15
w p (ton/m2)	0.75	0.61
w pt (ton/m2)	0.1	0.1
s/c (ton/m2)	0.4	0.4
wu escalera (ton/m2)	1.86	1.67
w descanso	0.48	0.48
wu descanso (ton/m2)	1.49	1.49

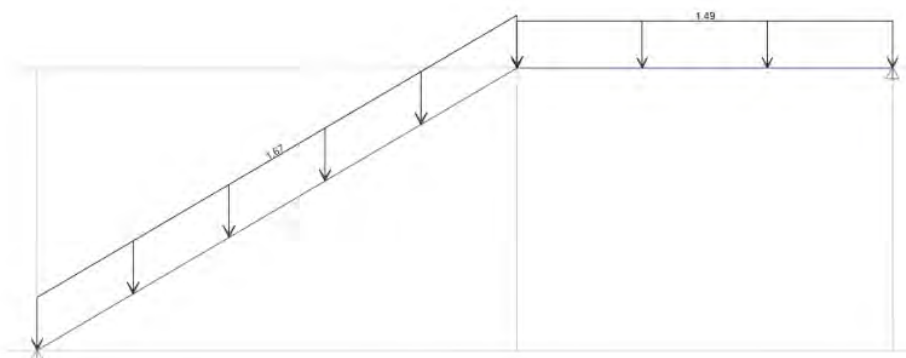


Figura 9-1 Modelo empleado para el 4to tramo

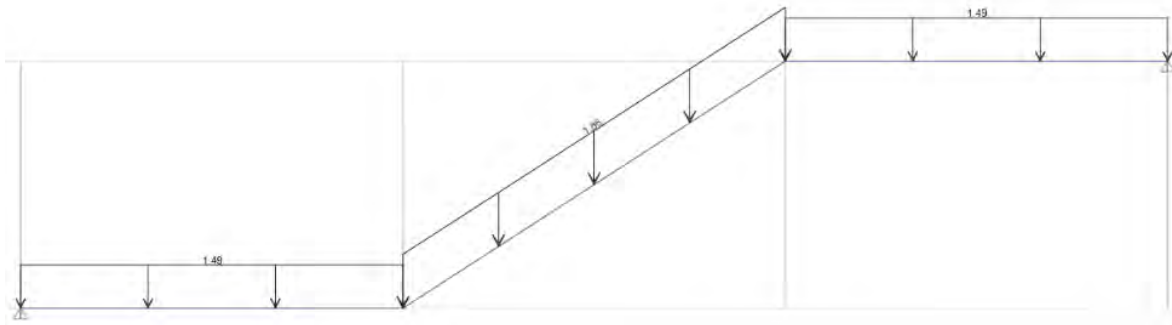


Figura 9-2 Modelo empleado para el 2do tramo

9.1. Diseño de cortante

Se cuenta con la siguiente demanda de corte:

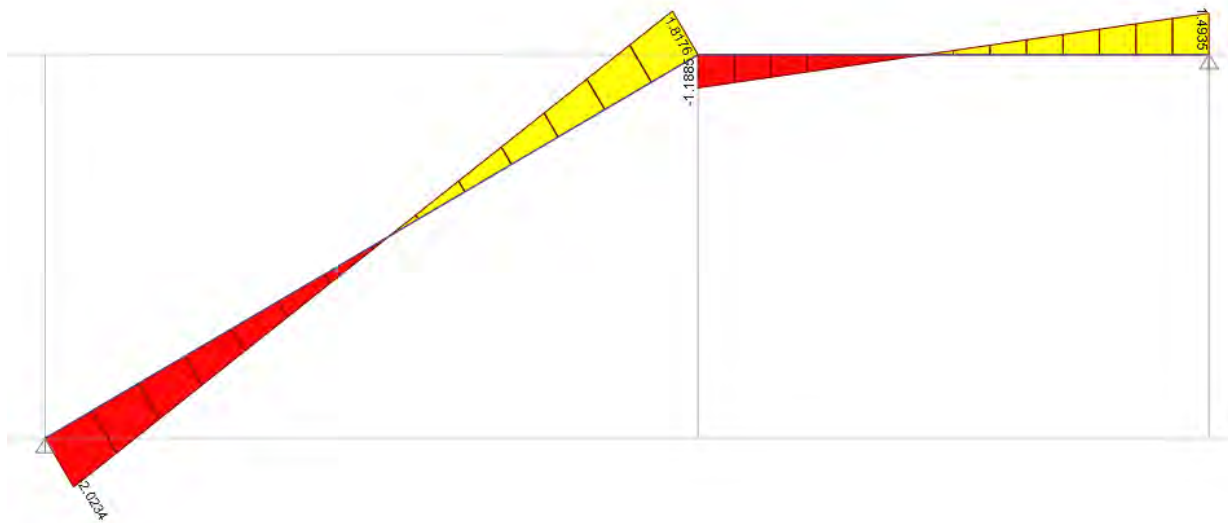


Figura 9-3 DFC para 4to tramo

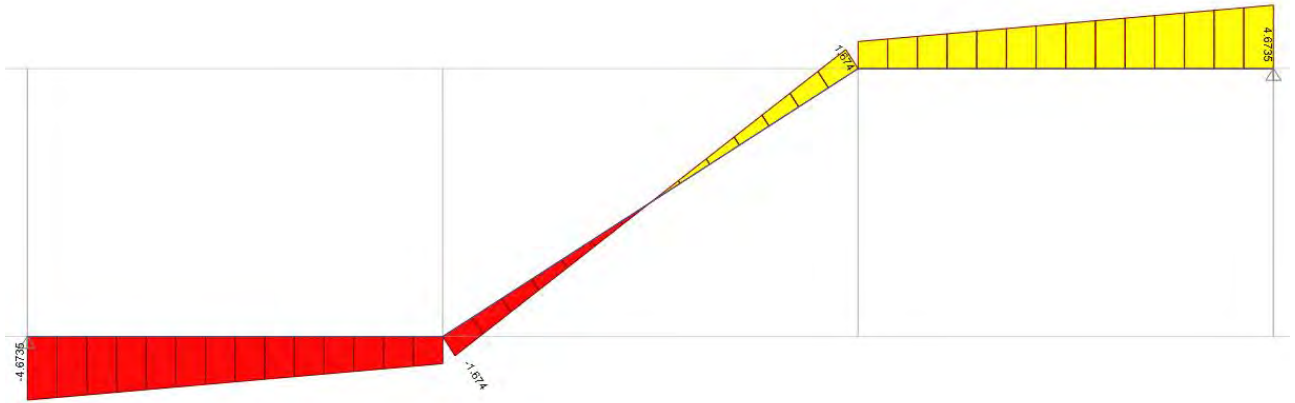


Figura 9-4 DFC para 2do tramo

Se determina la capacidad por corte de la escalera en donde el peralte será la garganta para cada caso. Por lo que se tiene:

Tabla 9-2

Verificación de diseño por cortante de escalera

	4to tramo	2do tramo
ΦV_c (ton)	7.8	11.1
V_u (ton)	1.9	4.4

9.2. Diseño de flexión

Se cuenta con la siguiente demanda de momento flector:

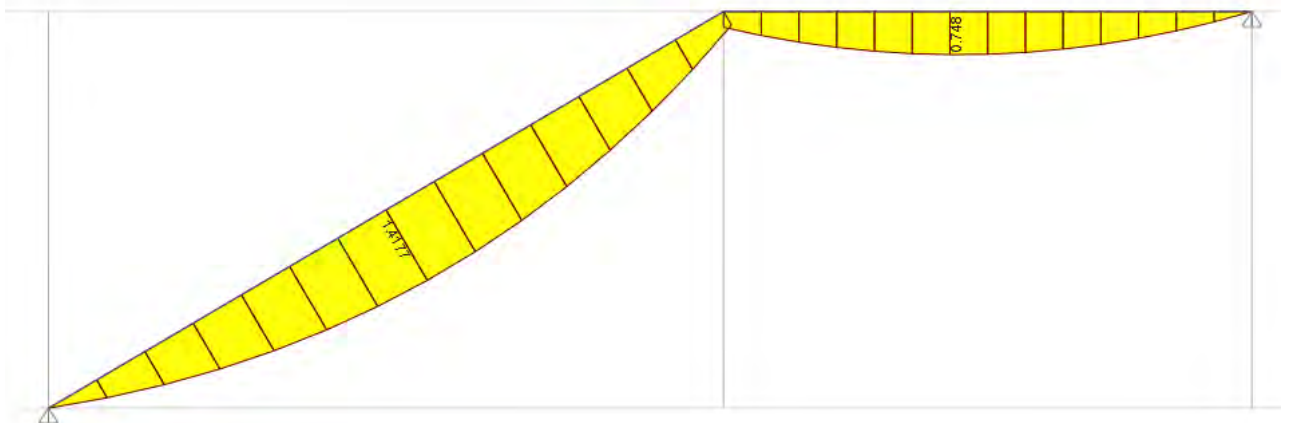


Figura 9-5 DMF para 4to tramo

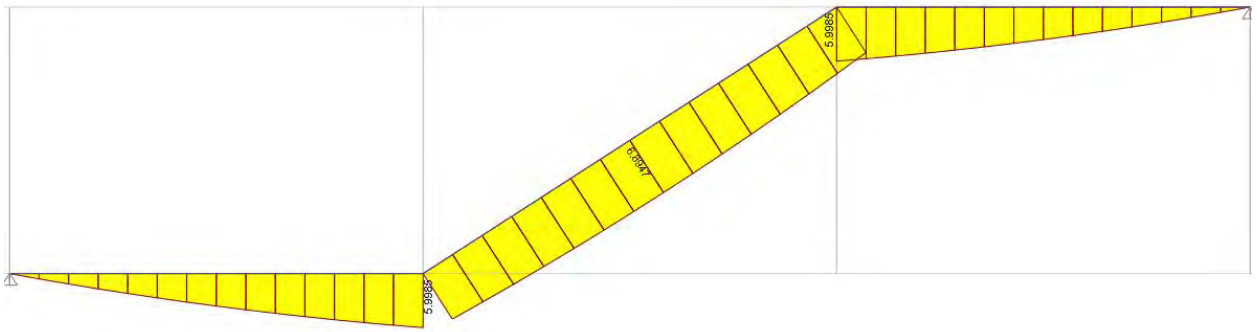


Figura 9-6 DMF para 2do tramo

Empleando las ecuaciones de flexión con peralte efectivo de 12cm y 17cm. Se tiene:

Tabla 9-3

Resultados de diseño por flexión de escalera

	4to tramo	2do tramo
Mu (ton.m)	1.4	6.9
Asreq (cm ²)	3.2	11.4
As col (cm ²)	4.8	13.2
Armado	3/8" @ 0.15	5/8" @ 0.15

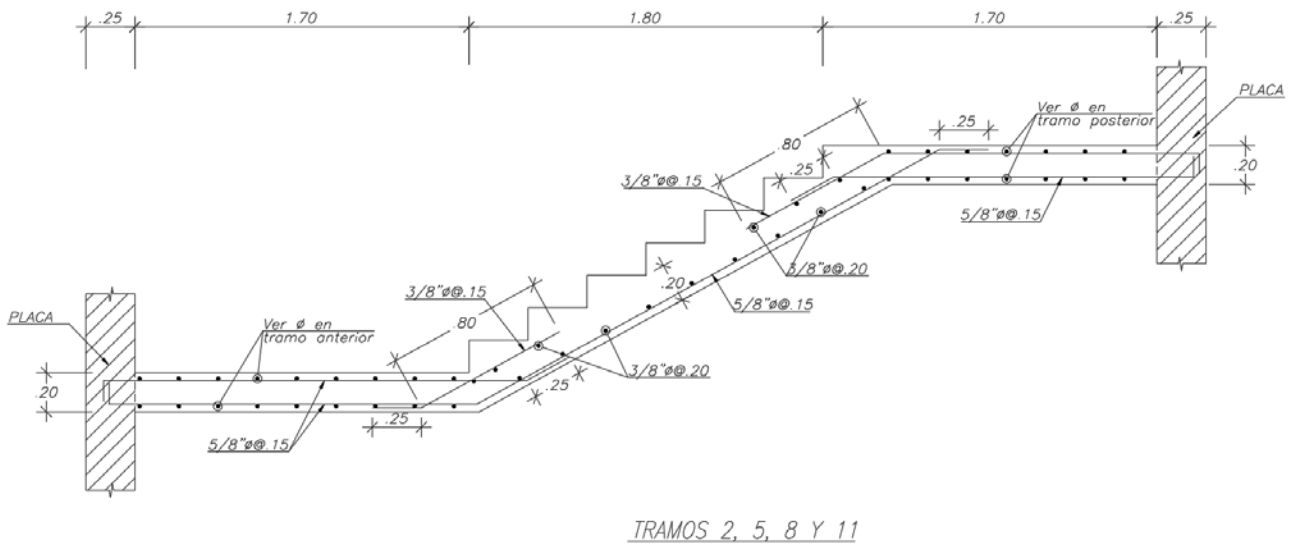


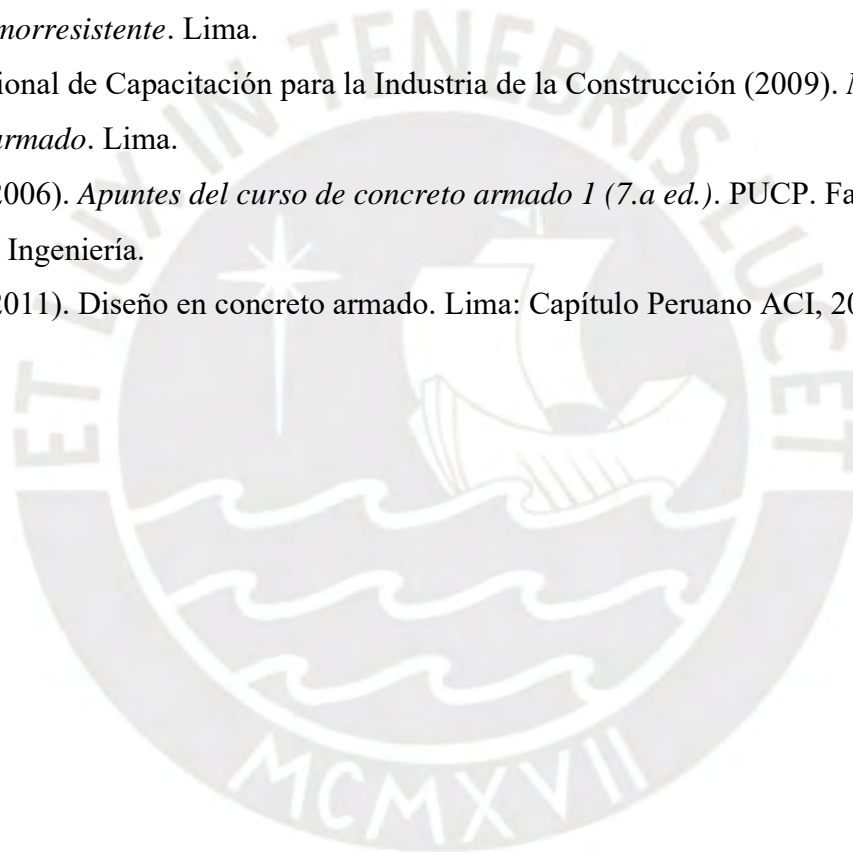
Figura 9-7 Armado de escalera para tramo 2

10. Comentarios y conclusiones

- El objetivo de esta tesis es darle una solución estructural al edificio para que este sea seguro frente a un sismo, para ello se tendrá que ejecutar de manera adecuada cuando se vaya a construir, cumpliendo con lo establecido en los planos para que la estructura construida se comporte lo más cercano posible a como lo hemos idealizado.
- Se logró verificar que la estimación del peso de la estructura de 1 ton/m^2 es muy certera para estructuras de concreto armado.
- Se comprobó la validez de las recomendaciones del ingeniero Blanco para el pre dimensionamiento de los elementos estructurales.
- Se pudo verificar la estimación de peso del software ETABS mediante un metrado manual.
- Se comprobó que los periodos de los análisis traslacionales son muy similares a los periodos de los análisis tridimensionales.
- Para el correcto funcionamiento del sistema estructural se tiene que aislar los elementos no estructurales como son los tabiques.

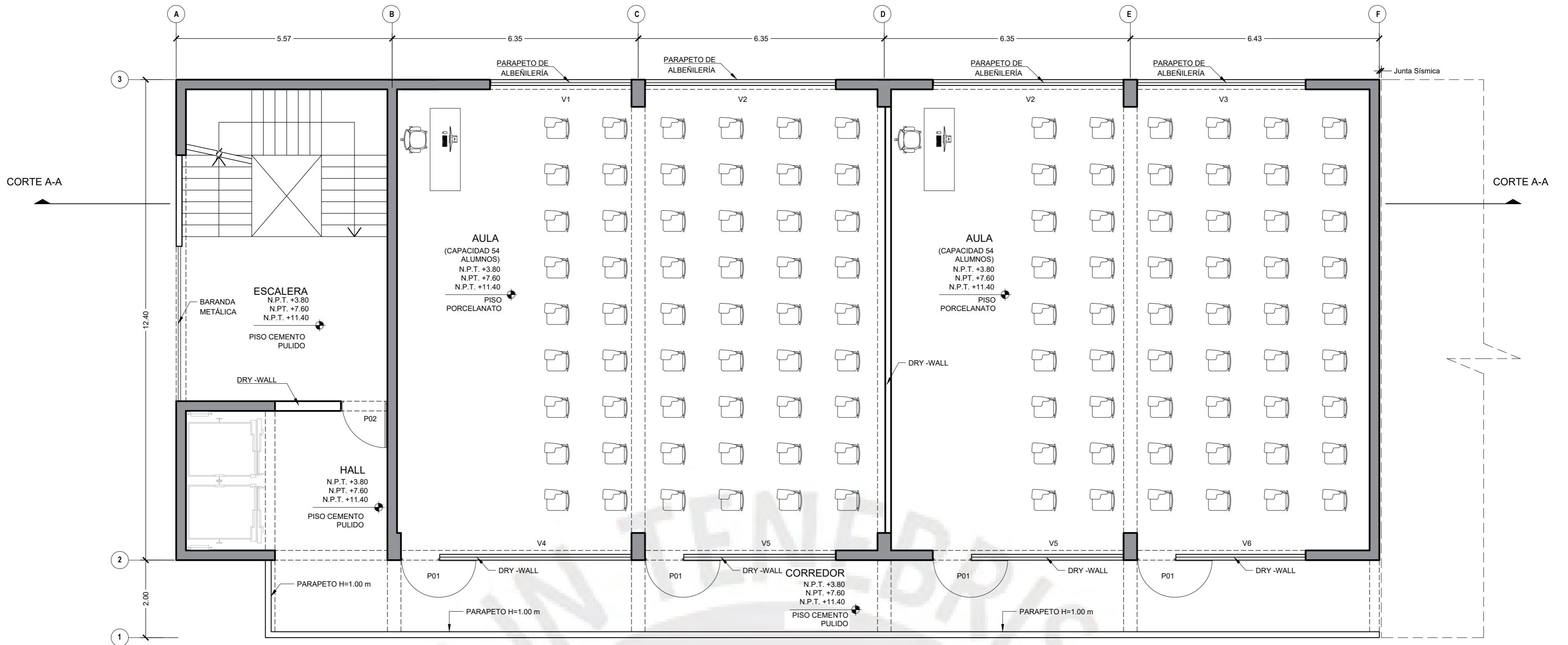
11. Bibliografía

- Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Colegio de Ingenieros del Perú.
- Harmsen, T. E. (2017). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Fondo editorial PUCP.
- Moehle, J. P. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings* (Vol. 814). New York: McGraw-Hill Education.
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2006). *NTE E.020 cargas*. Lima.
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2018). *NTE E.030 diseño sismorresistente*. Lima.
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2009). *NTE E.060 concreto armado*. Lima.
- Ottazzi, G. (2006). *Apuntes del curso de concreto armado 1 (7.a ed.)*. PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería.
- Ottazzi, G. (2011). *Diseño en concreto armado*. Lima: Capítulo Peruano ACI, 2013.



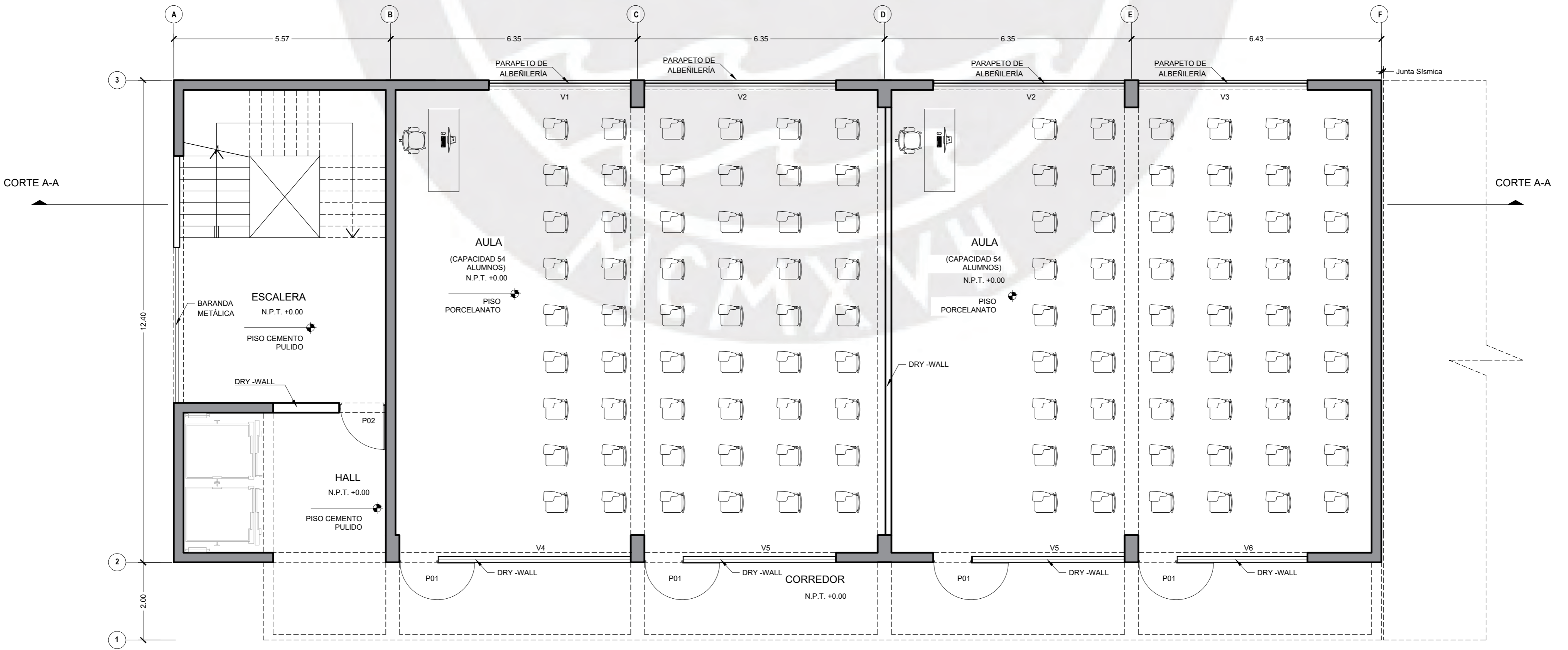


ANEXO 1:
PLANOS DE ARQUITECTURA



BLOQUE 1
PLANTA 2DO, 3ER Y 4TO PISO
 N.P.T. (VAR)

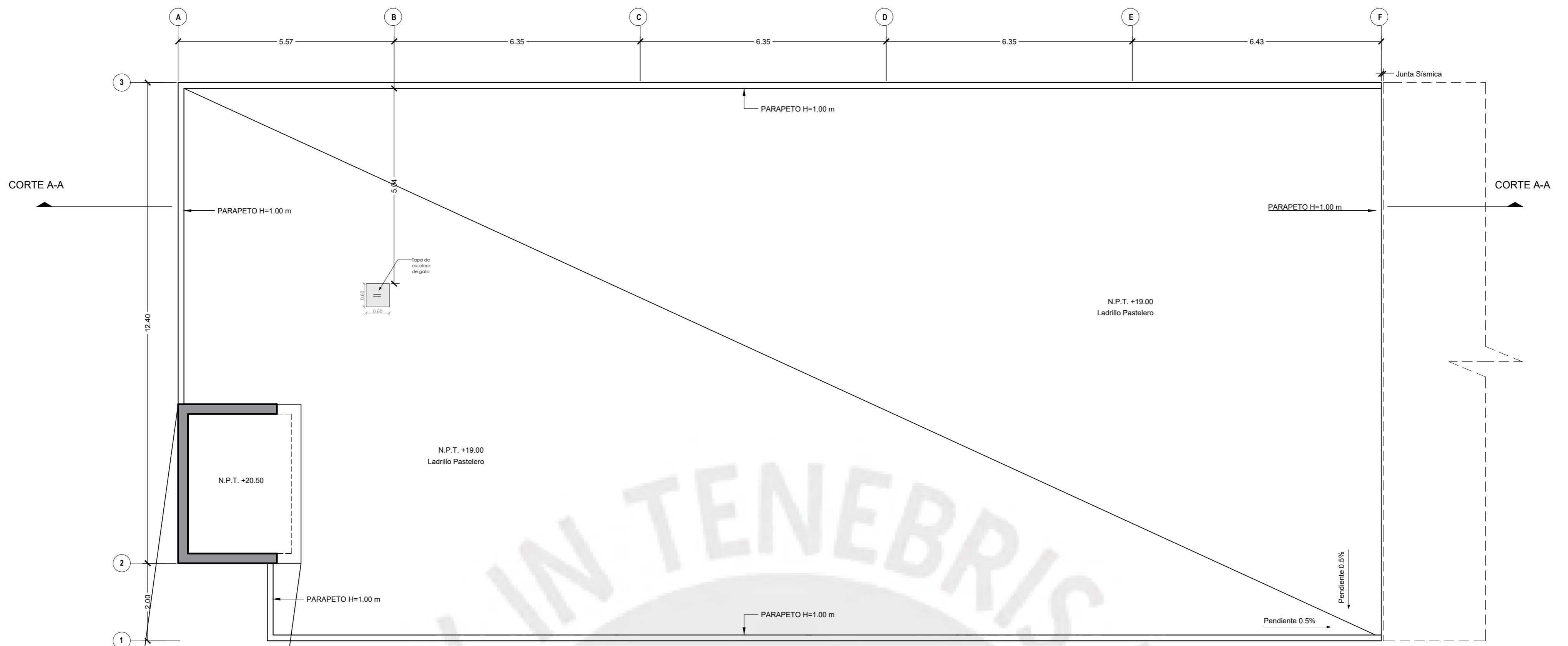
BLOQUE 2



BLOQUE 1
PLANTA 1ER PISO
 N.P.T. (+0.00)

BLOQUE 2

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROYECTO N° 001
		FECHA SEPTIEMBRE 2024
PROYECTO :	TESIS DE ESTRUCTURAS	PROYECTO N° 001
PLANO :	PLANTA DE 1ER AL 4TO PISO	FECHA SEPTIEMBRE 2024
DISEÑO	ESCALA	DIBUJADO
WILLY YTO HUAMAN	1/75	WYH
		A-01



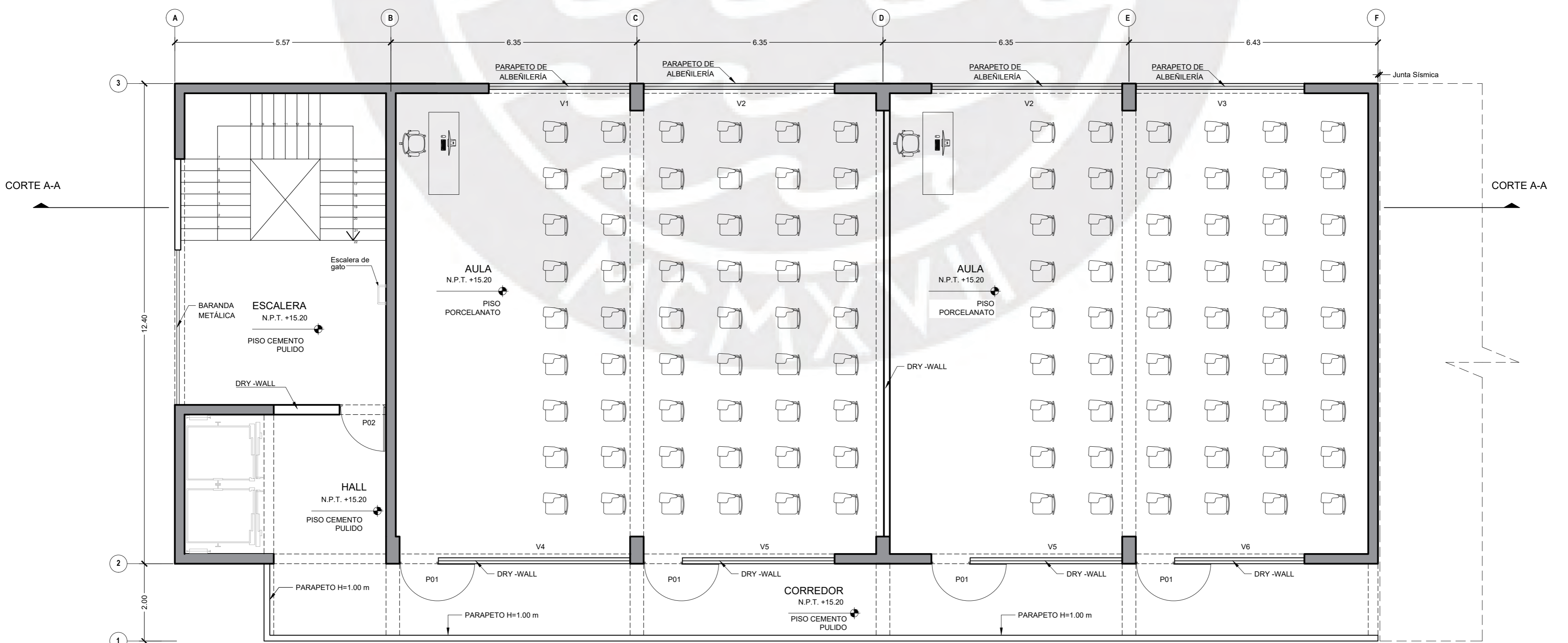
**BLOQUE 1
AZOTEA**

N.P.T. (+19.00/+20.50)

BLOQUE 2

**BLOQUE 1
TECHO DE ASCENSOR**

N.P.T. (+22.90)



**BLOQUE 1
PLANTA 5TO PISO**

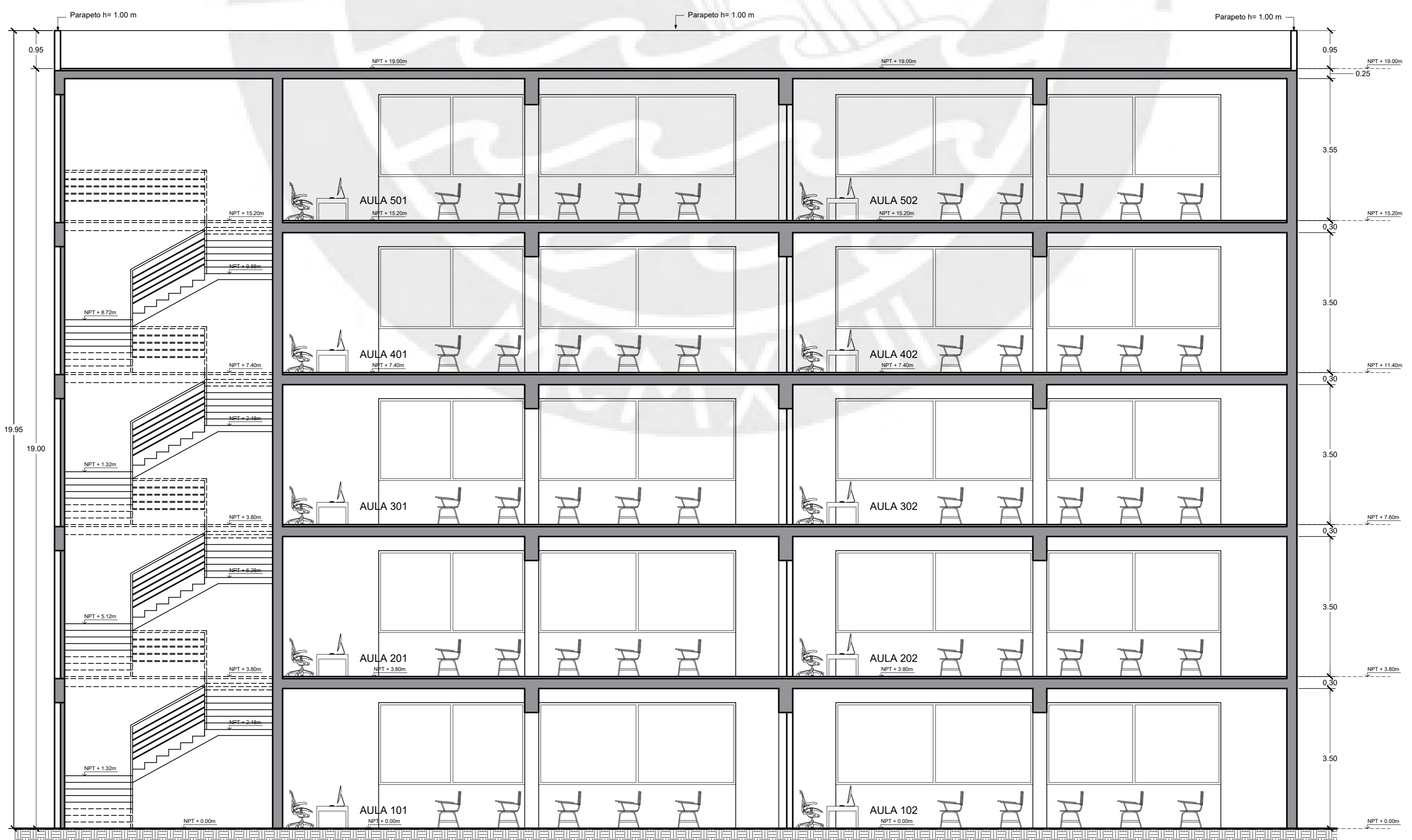
N.P.T. (+15.20)

BLOQUE 2

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO :	TESIS DE ESTRUCTURAS	PROYECTO N°	001
PLANO :	PLANTA DE 5TO PIS Y AZOTEA	FECHA	SEPTIEMBRE 2024
DISEÑO	ESCALA	DIBUJADO	
WILLY YTO HUAMAN	1/75	WYH	A-02




ELEVACIÓN FRONTAL

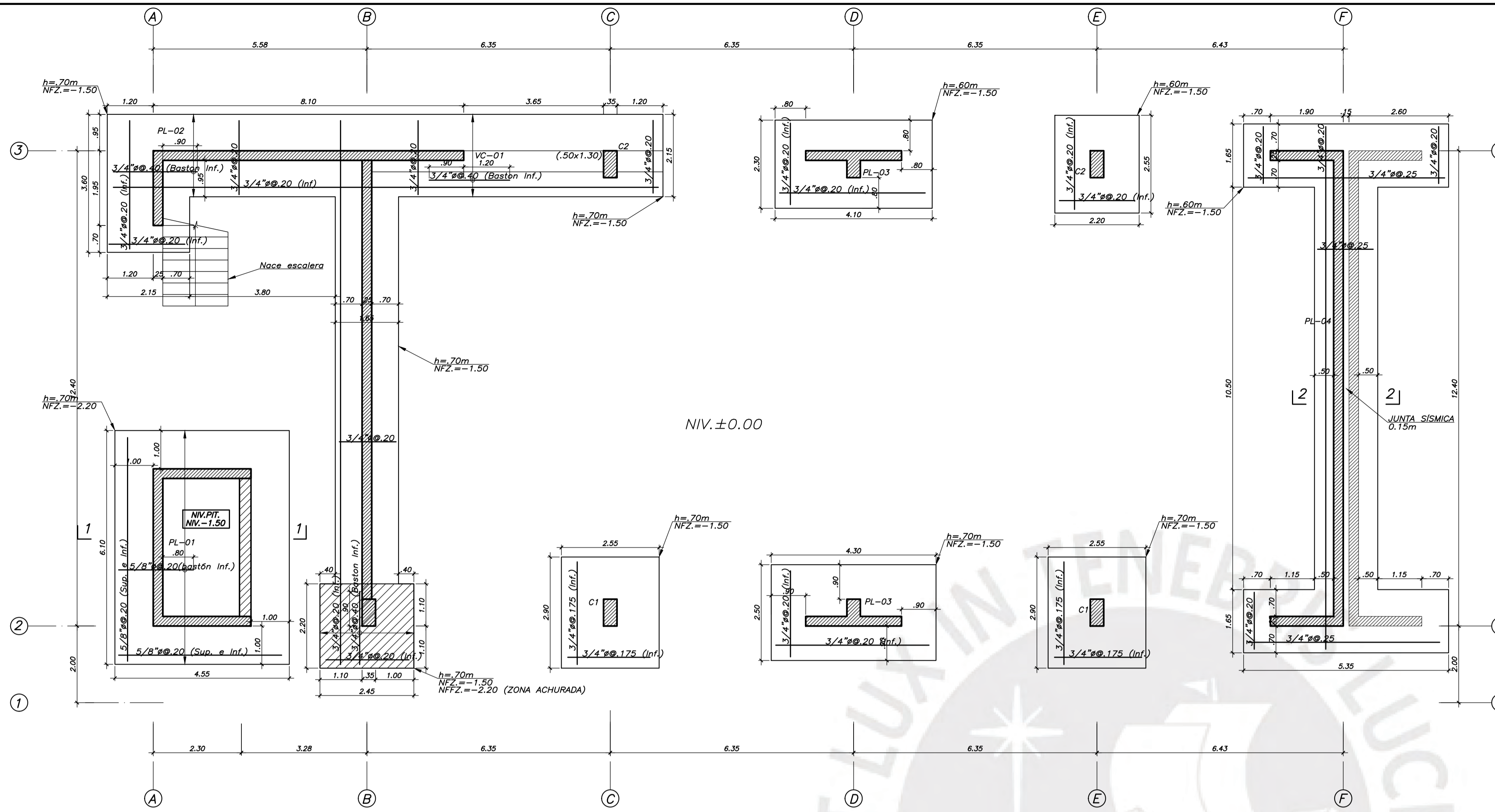


CORTE A-A

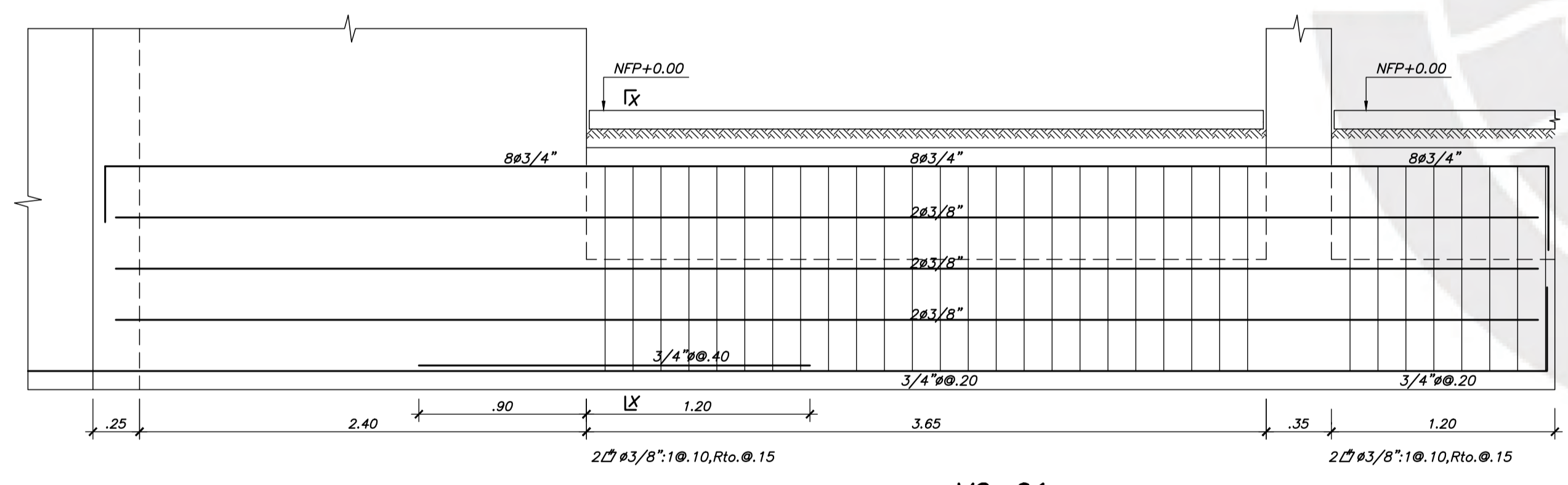
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROYECTO N° 001
		FECHA SEPTIEMBRE 2024
PROYECTO : TESIS DE ESTRUCTURAS	PROYECTO N° 001	
PLANO : CORTE A-A, ELEVACIÓN FRONTAL	FECHA SEPTIEMBRE 2024	
DISEÑO WILLY YTO HUAMAN	ESCALA 1/75	DIBUJADO WYH
		A-03



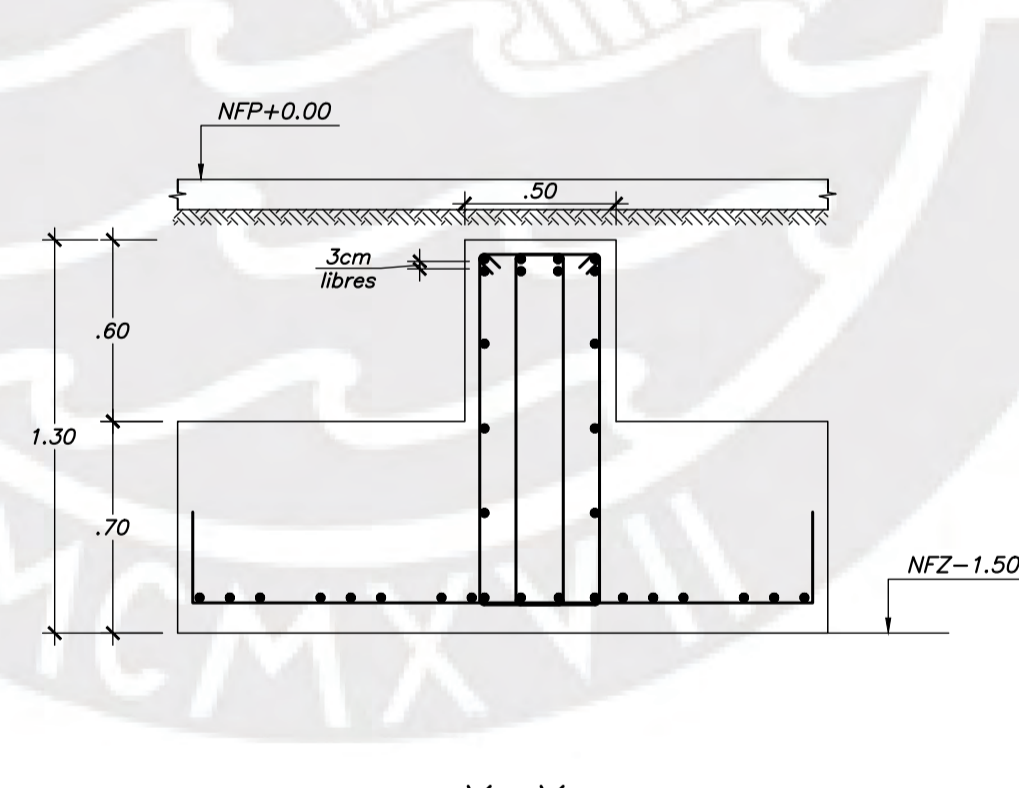
ANEXO 2:
PLANOS DE ESTRUCTURAS



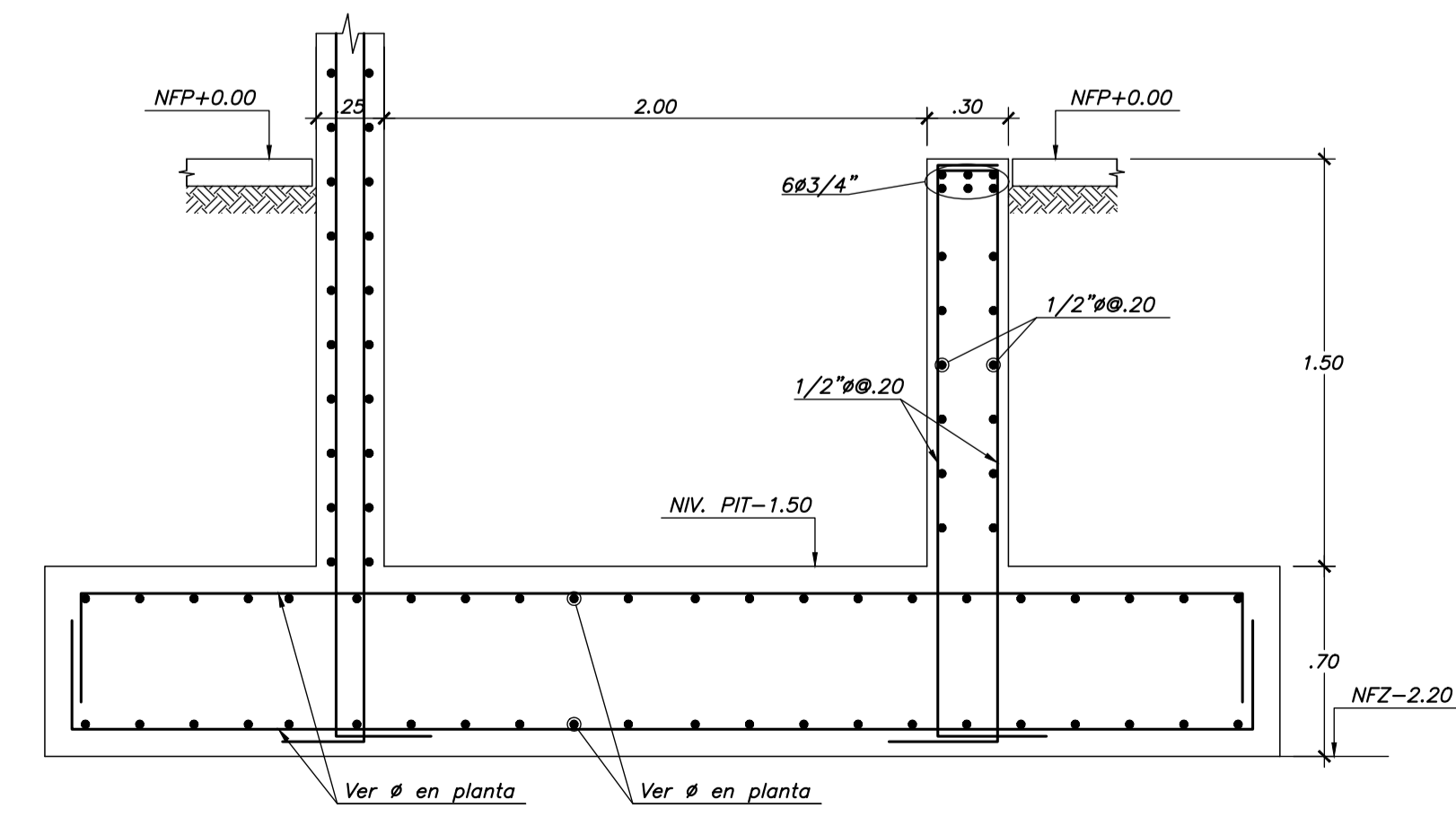
CIMENTACIONES
ESC.: 1/75



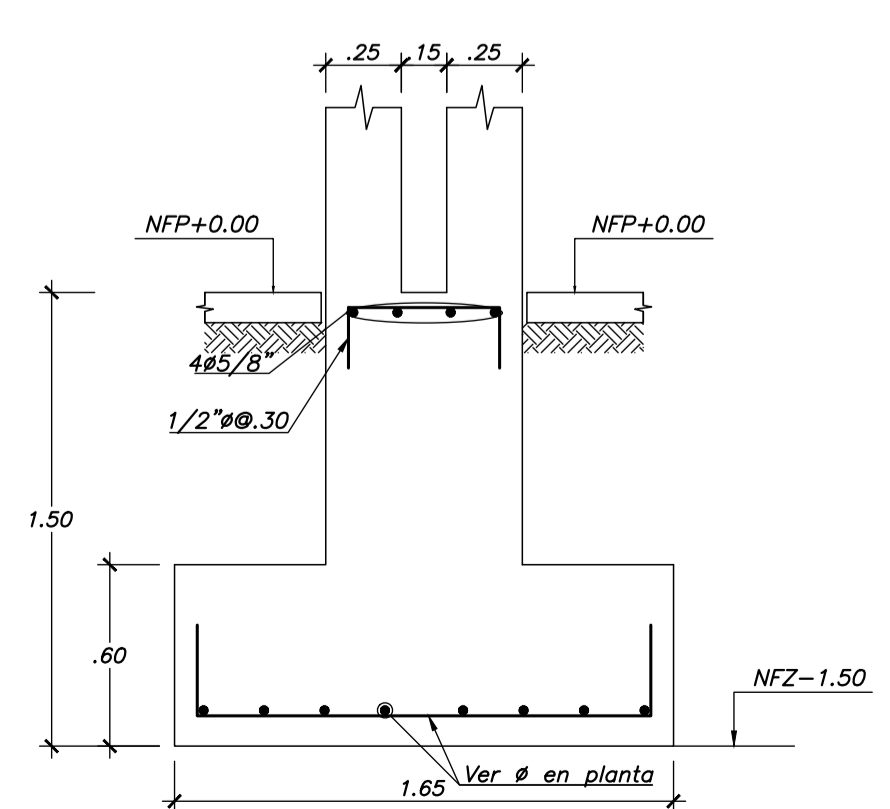
VC-01
ESC.: 1/25



X-X
ESC.: 1/25



CORTE 1-1
ESC.: 1/25



CORTE 2-2
ESC.: 1/25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO
CIMENTACIONES, COLUMNAS Y PLACAS
f'c = 210 kg/cm²
LOSAS Y VIGAS
f'c = 210 kg/cm²
ESCALERAS
f'c = 210 kg/cm²
SOLIDOS
f'c = 100 kg/cm², ESPESOR 10cm
(NO SERÁ NECESARIO COLOCAR SOLADOS SI LA CIMENTACIÓN YA CUENTA CON FALSA ZAPATA)

ACERO CORRUGADO
ASTM A615 Gr.60
fy = 4,200 Kg/cm²

RECUBRIMIENTOS

ZAPATAS	7 cm.
COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS	4 cm.
LOSAS, ESCALERAS Y VIGAS CHATAS	2 cm.
PLACAS	2.5 cm.

CONDICIONES DE CIMENTACION

TIPO DE SUELO: GRAVA
TIPO DE CIMENTACION: ZAPATAS AISLADAS Y COMBINADAS
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION (Df.): 1.50m POR DEBAJO DEL TERRENO NATURAL.
TIPO DE SUELO: S1
CAPACIDAD ADMISIBLE:
qadm: 4.00 Kg/cm² a 1.50m
FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE (ESTÁTICO, DINÁMICO):
FS(ESTÁTICO): 3 / FS (SISMO): 2.5
NIVEL FREÁTICO: NO ENCONTRADO
AGRESIVIDAD DEL SUELO:
NO SE DETECTO AGRESIVIDAD - USAR CEMENTI TIPO I.
RECOMENDACIONES ADICIONALES:
EN NINGUN CASO DEBERÁ CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGÁNICO, TIERRA VEGETAL O RELLENO NO COMPACTADO. DE DETECTARSE EN LA ZONA RELLENOS INADECUADOS Y SIN UN DEBIDO CONTROL DE COMPACTACIÓN, DEBERÁN SER RETIRADOS Y REEMPLAZADOS POR MATERIAL PROPIO QUE LE CONFIERA AL SUELO LAS CARACTERÍSTICAS DE RESISTENCIA

PARAMETROS SISMORRESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:
- PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN EL SENTIDO X-X (PARALELO A LOS EJES CON NÚMEROS) Y SENTIDO Y-Y (PARALELOS A LOS EJES CON LETRAS)

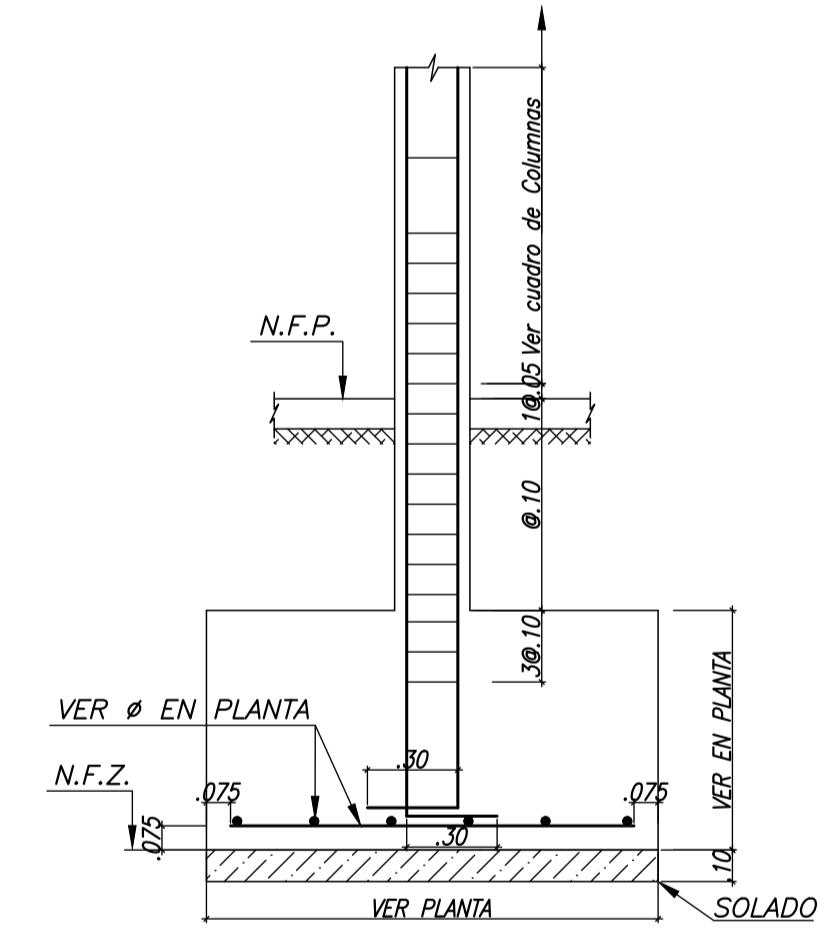
b) PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION
- DIRECCIÓN X-X (EJES DE NUMEROS): T=0.34s
- DIRECCIÓN Y-Y (EJES DE LETRAS): T=0.17s

c) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SÍSMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:
- FACTOR DE ZONA (ZONA 4): Z=0.45
- FACTOR DE SUELO (TIPO S1): S=1.00, Tp=0.40, Tl=2.50
- FACTOR DE CATEGORÍA (CAT. A): U=1.50
- FACTOR DE REDUCCIÓN:
DIRECCIÓN X-X (EJES DE NUMERO) Rx = 6.00
DIRECCIÓN Y-Y (EJES DE LETRAS) Ry = 6.00

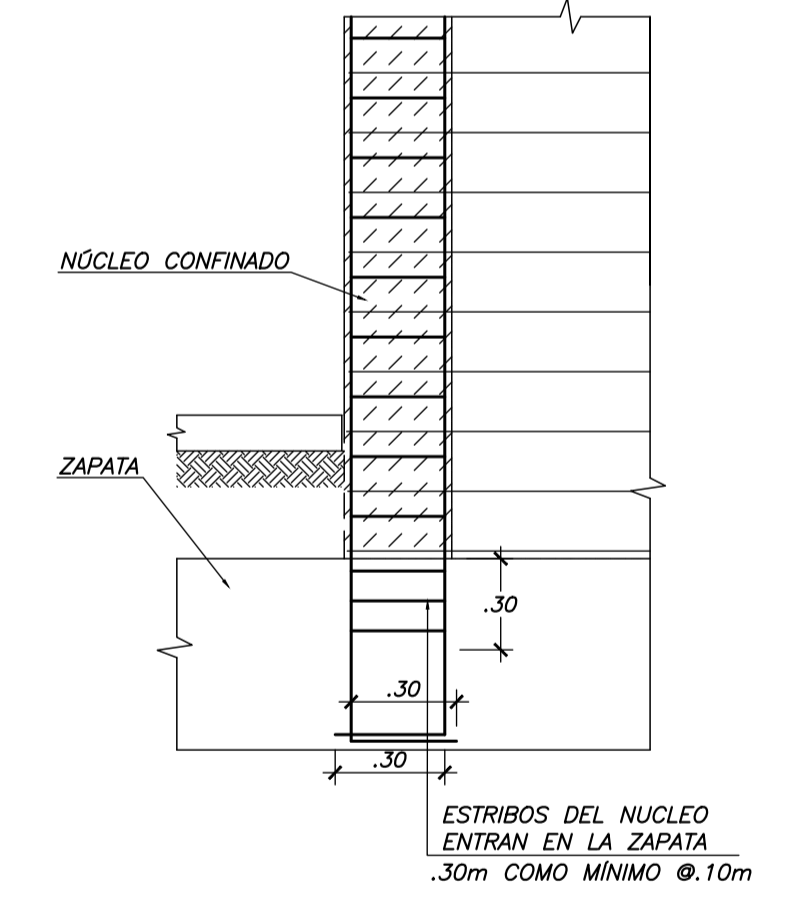
d) FUERZA CORTANTE EMPLEADA PARA EL DISEÑO
- Vxx = 498 ton.
- Vyy = 498 ton.

e) DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS
- DIRECCIÓN X-X (EJES DE NUMEROS) dx = 5.37cm
- DIRECCIÓN Y-Y (EJES DE LETRAS) dy = 1.91cm

f) DERIVAS MÁXIMAS
- DIRECCIÓN X-X (EJES DE NUMEROS) dex = 0.34%
- DIRECCIÓN Y-Y (EJES DE LETRAS) dey = 0.11%
TODAS MENORES A 0.7% SEGÚN NORMA E.030 SISMORRESISTENTE (2019)

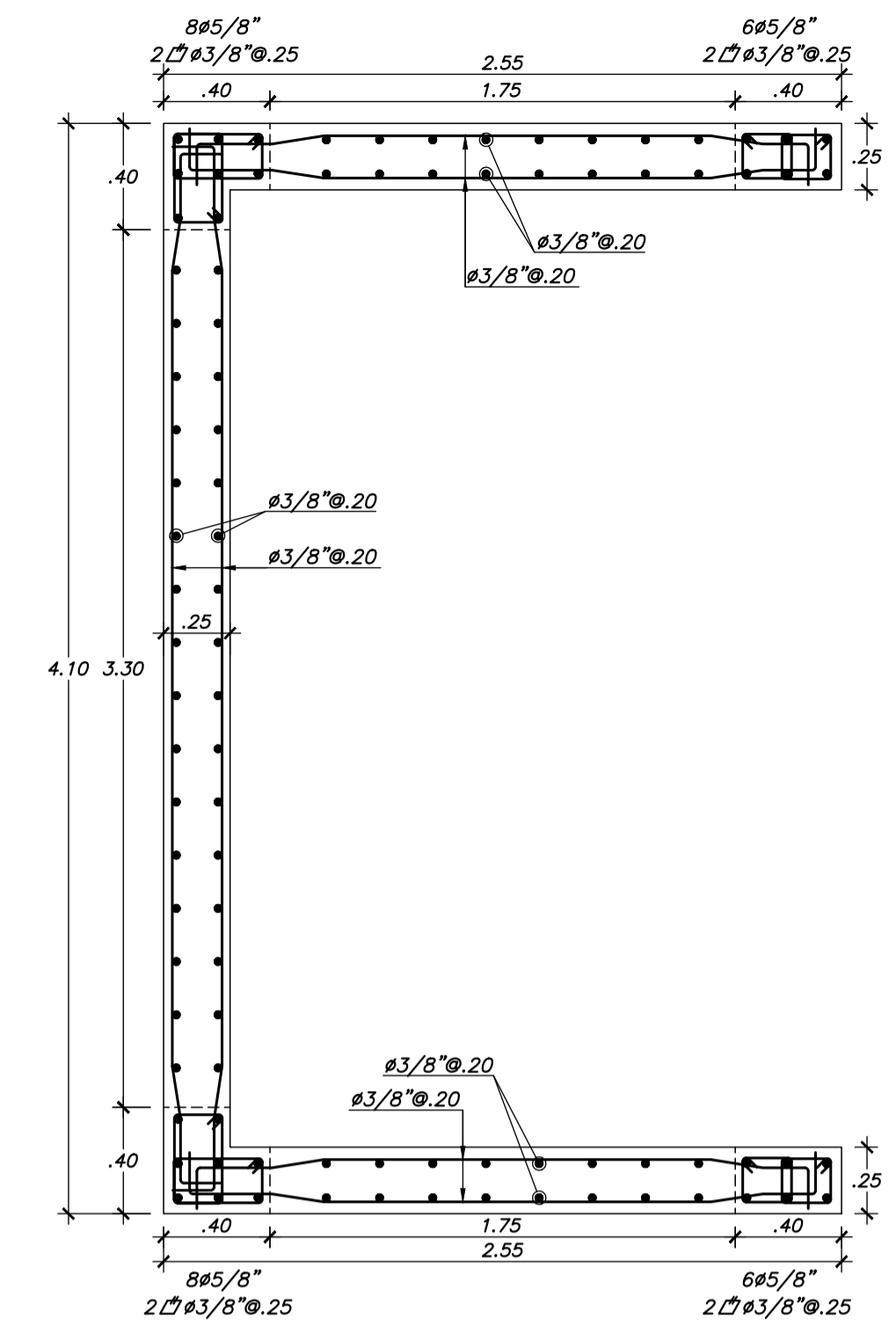
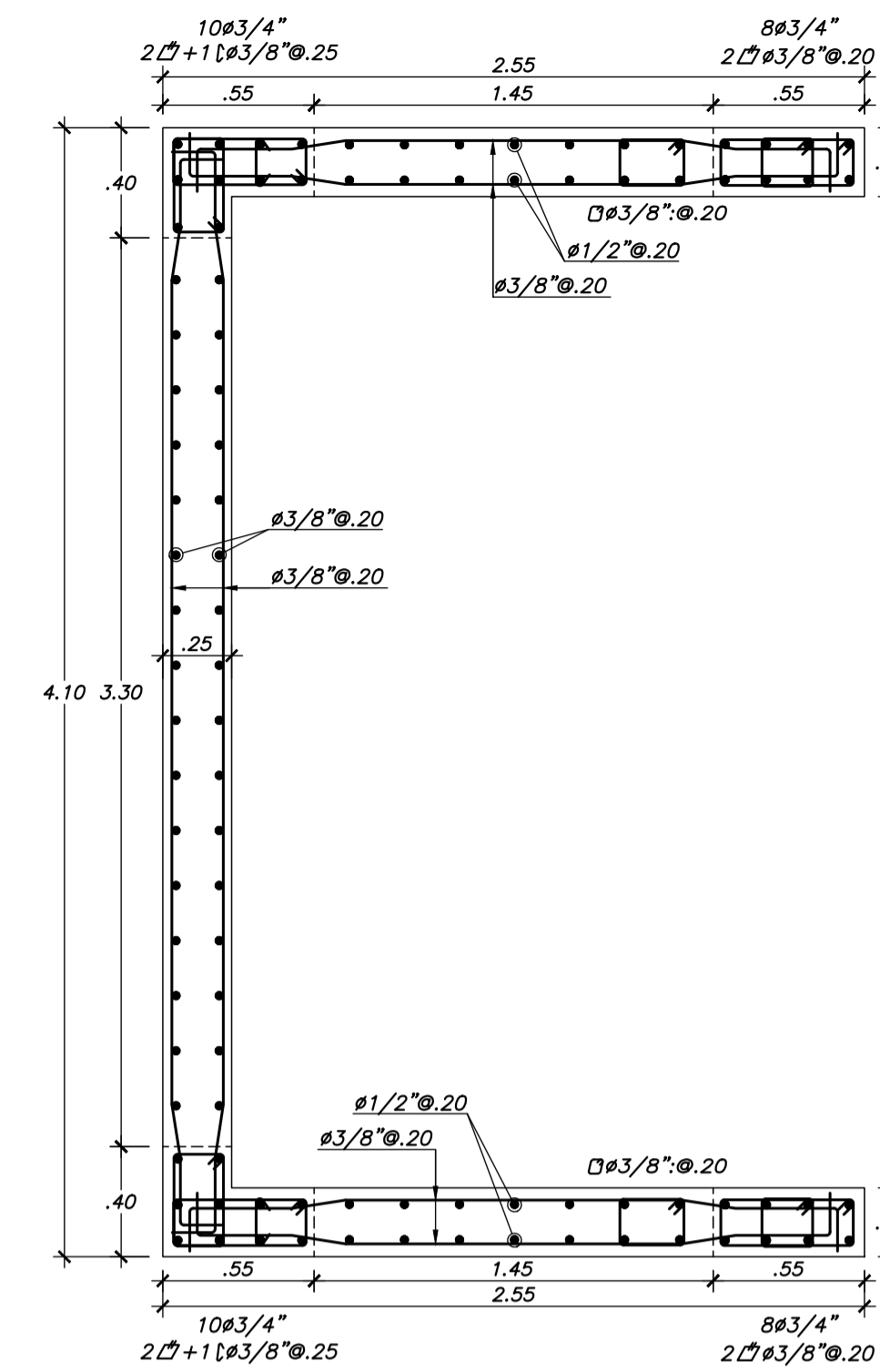
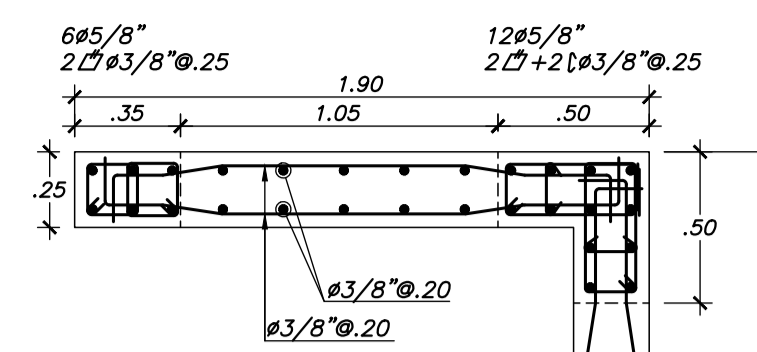
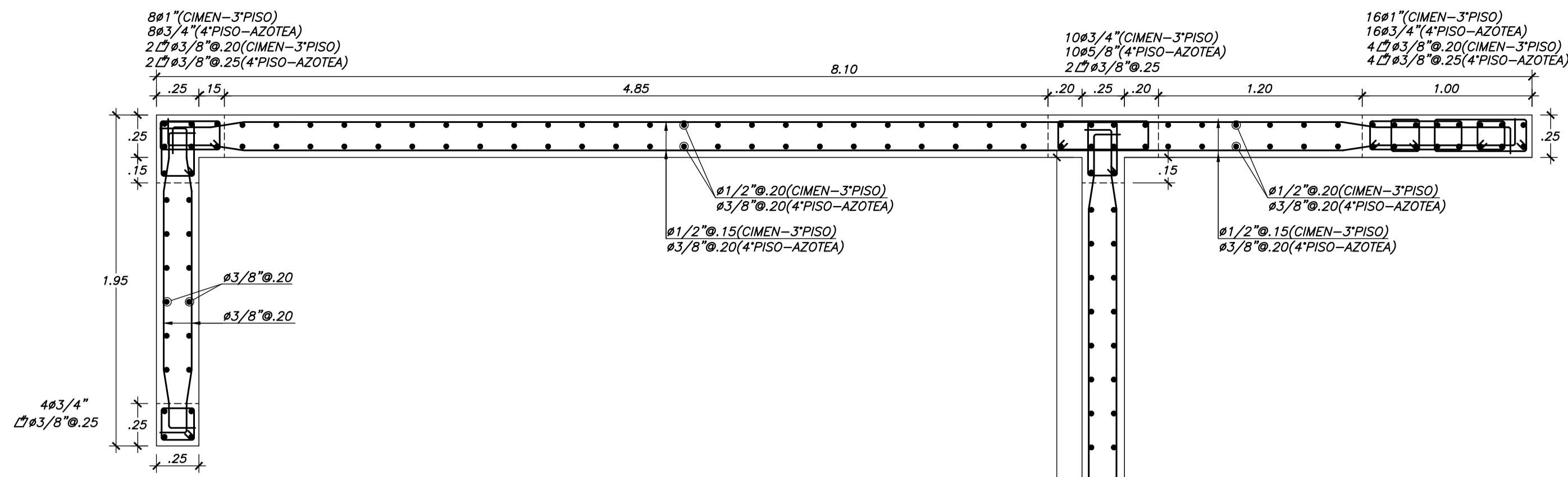


DETALLE DE ZAPATA Y ANCLAJE DE COLUMNAS
ESC.: 1/25



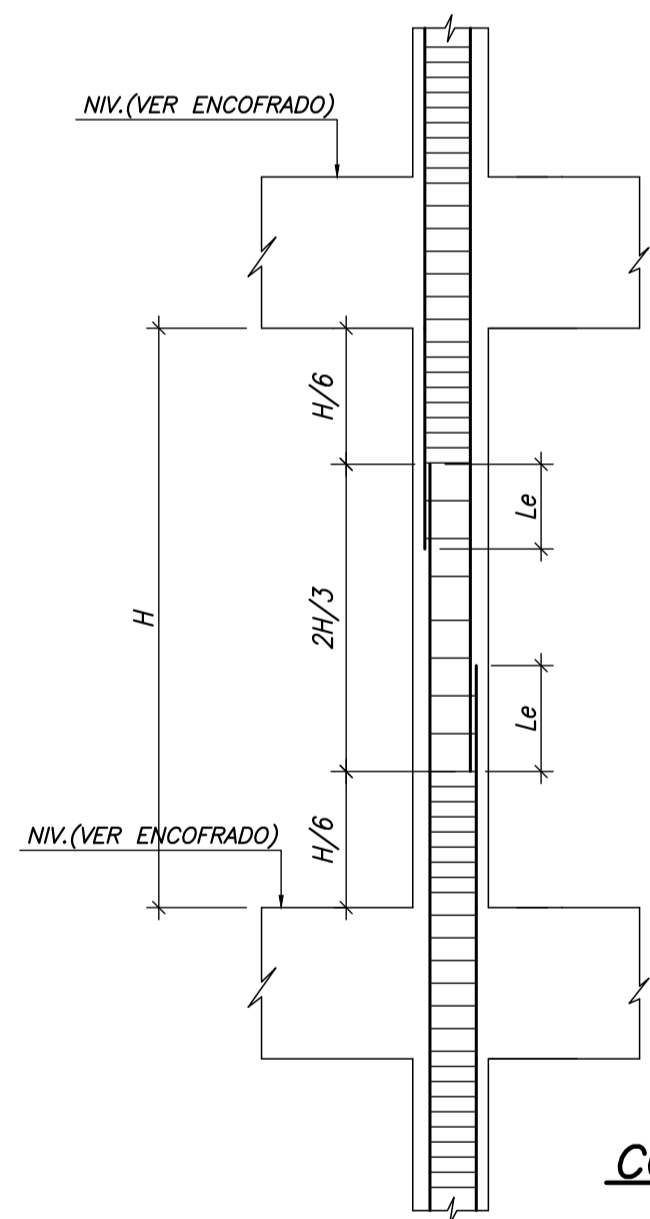
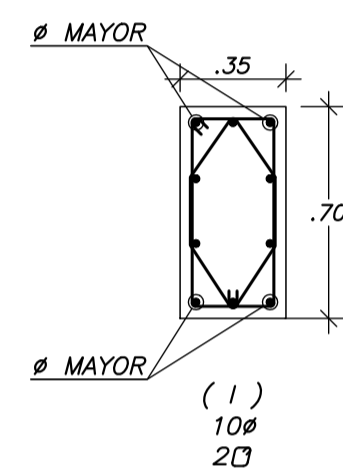
DETALLE DE ANCLAJE EN ZAPATA PARA NÚCLEO CONFINADO DE PLACAS
ESC.: 1/25

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO : TESIS DE ESTRUCTURAS		PROYECTO N° 001	
PLANO : CIMENTACIONES, CORTES, DETALLES Y ESPECIFICACIONES		FECHA SEPTIEMBRE 2024	
DISEÑO WILLY YTO HUAMAN	ESCALA 1/75-1/25-1/10	DIBUJADO WYH	E-01



CUADRO DE COLUMNAS

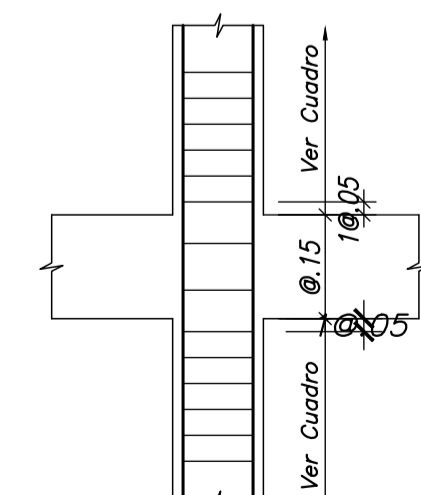
PISO	COLUMNA	C1	C2
1°-2° PISO	(.35x.70) 10#1" 2 2#3/8"Ø.25 Rst.Ø.25 (1)	(.35x.70) 4#1"+6#3/4" 2 2#3/8"Ø.10 Rst.Ø.25 (1)	(.35x.70) 4#1"+6#3/4" 2 2#3/8"Ø.10 Rst.Ø.25 (1)
3°-5° PISO	(.35x.70) 4#1"+6#3/4" 2 2#3/8"Ø.10 Rst.Ø.25 (1)	(.35x.70) 4#1"+6#3/4" 2 2#3/8"Ø.10 Rst.Ø.25 (1)	(.35x.70) 4#1"+6#3/4" 2 2#3/8"Ø.10 Rst.Ø.25 (1)



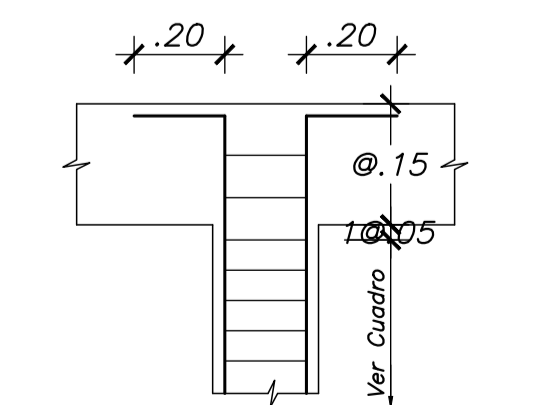
Ø	Le(m)
3/8"	.40
1/2"	.45
5/8"	.60
3/4"	.80
1"	1.20
1-3/8"	2.30

NOTAS: - 1. EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO.
2. PARA LOS EMPALMES DE Ø HORIZONTAL DE MUROS DE CONCRETO ARMADO, SE UTILIZARÁN LOS VALORES INDICADOS PARA EL Ø SUPERIOR DE VIGAS.

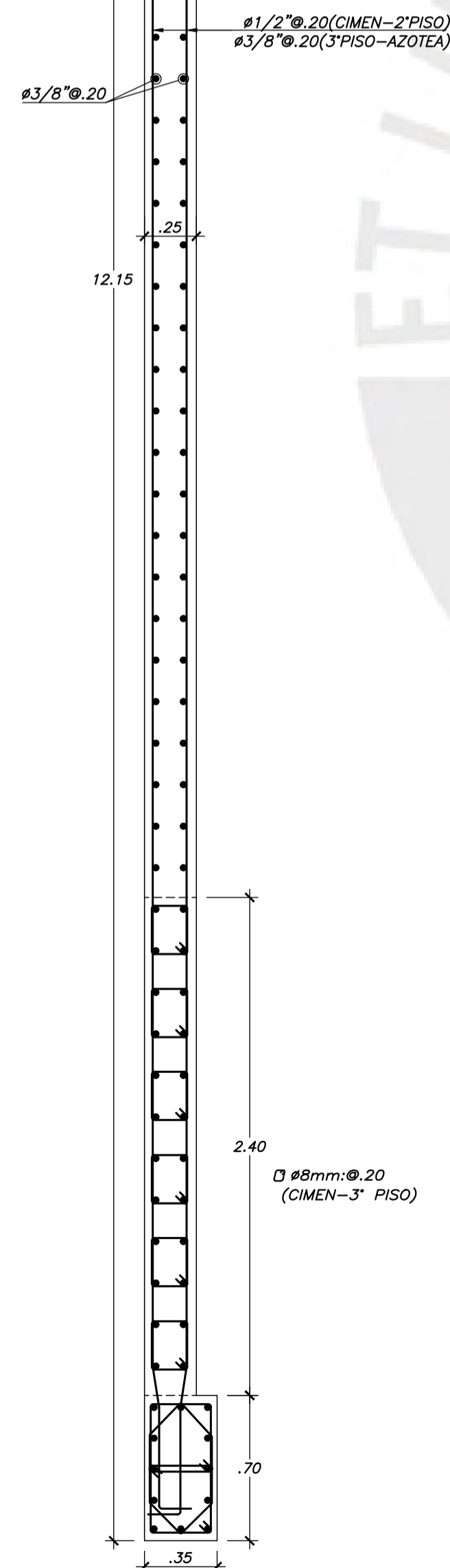
DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS, PLACAS y MUROS PARA REFUERZO VERTICAL



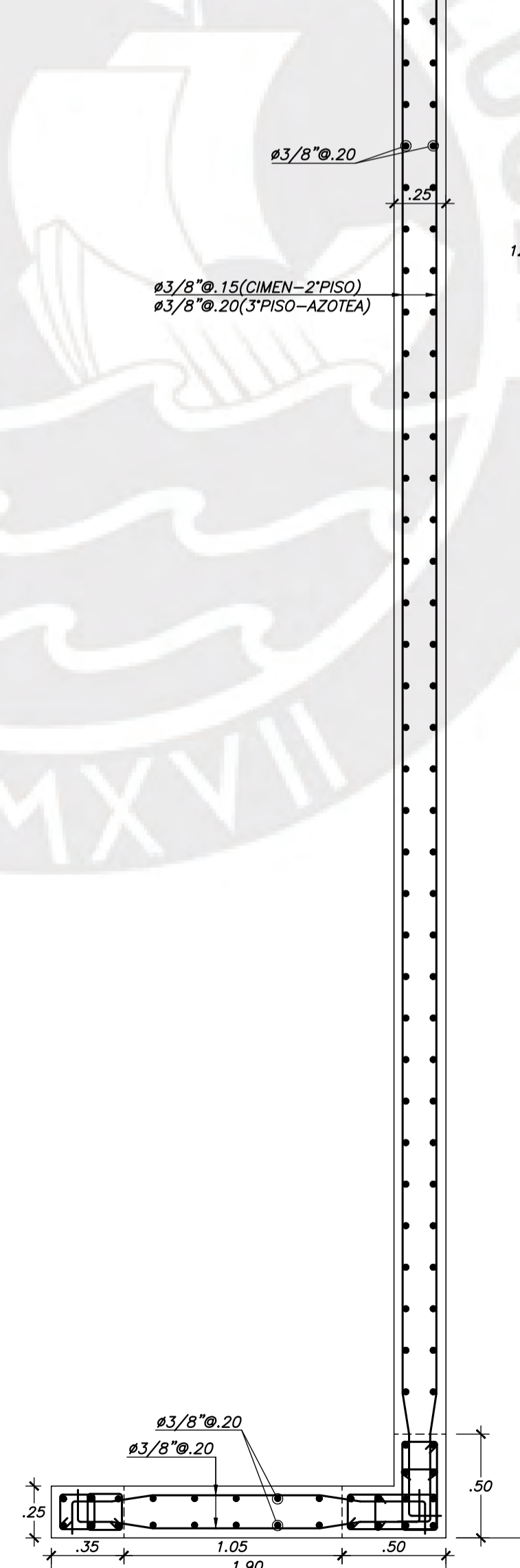
REFUERZO EN EL NUDO DE COLUMNAS DE PISOS TÍPICOS



REMATE DE COLUMNAS EN ULTIMO PISO

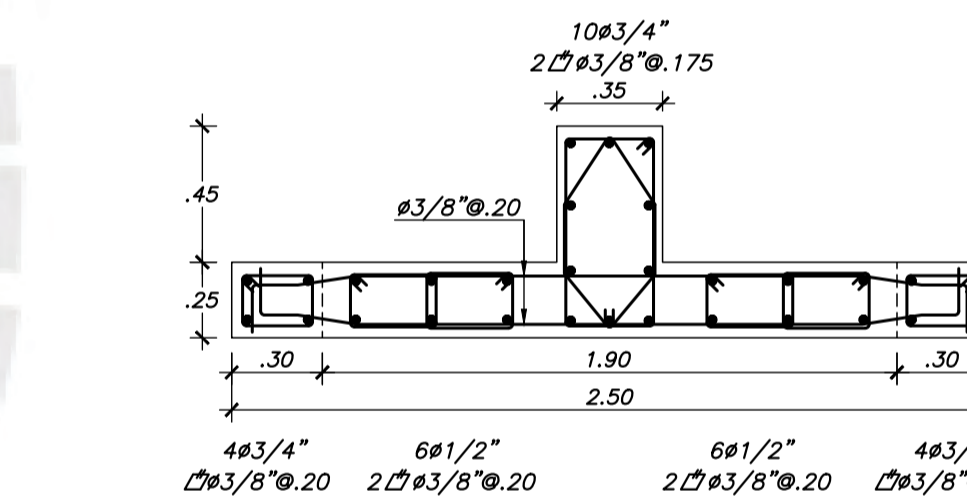


PLACA PL-02



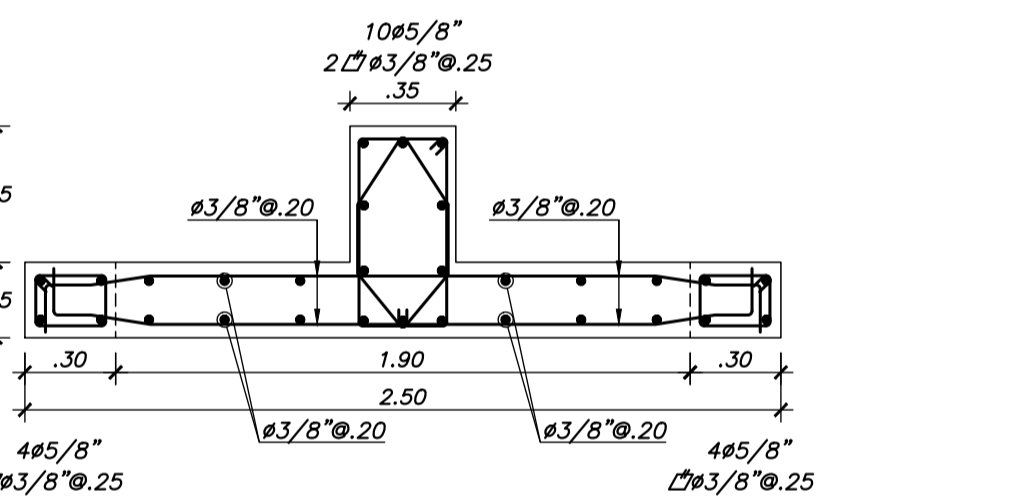
PLACA PL-04

CIMENTACIÓN - 2° PISO



CIMENTACIÓN - 2° PISO

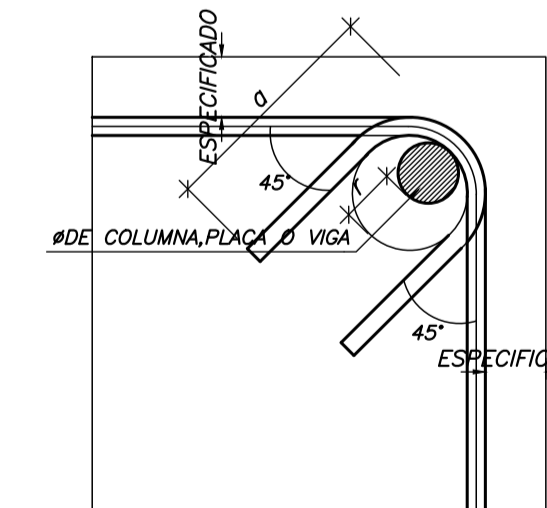
3° PISO - AZOTEA



3° PISO - AZOTEA

PLACA PL-01

PLACA PL-03



Ø	r (cm.)	a (cm.)
1/4"	2	6
8mm.	2.5	10
3/8"	3	10
1/2"	4	18

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS y VIGAS

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO : TESIS DE ESTRUCTURAS

PROYECTO N° : 001

PLANO : PLACAS, CUADRO DE COLUMNAS Y DETALLES

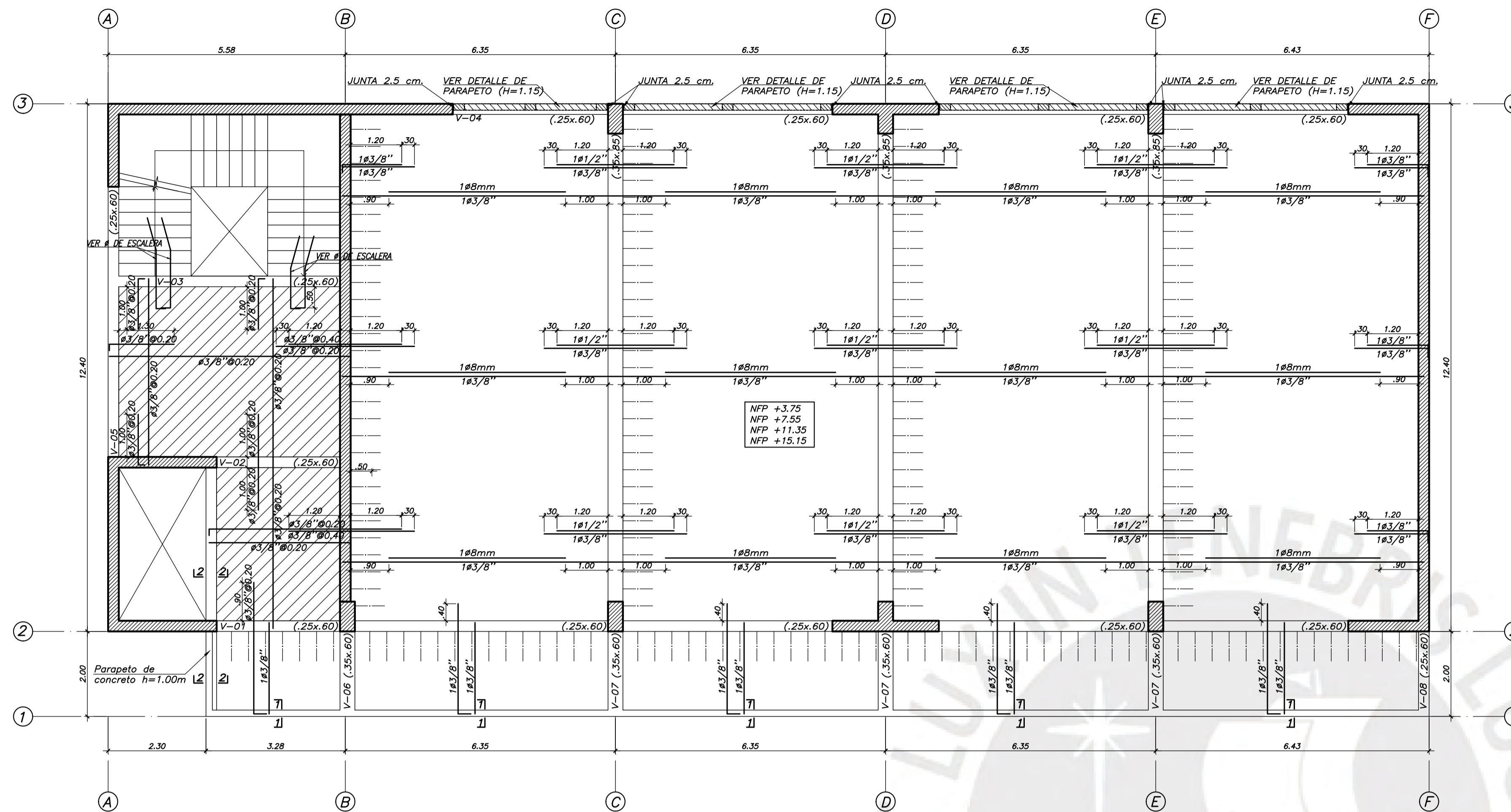
FECHA : SEPTIEMBRE 2024

DISEÑO : WILLY YTO HUAMAN

ESCALA : 1/75-1/25-1/10

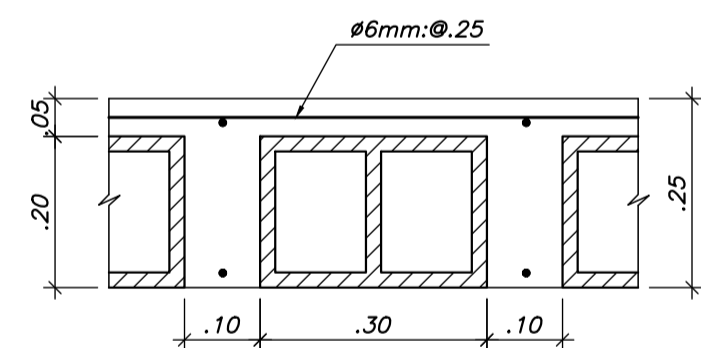
DIBUJADO : WYH

E-02

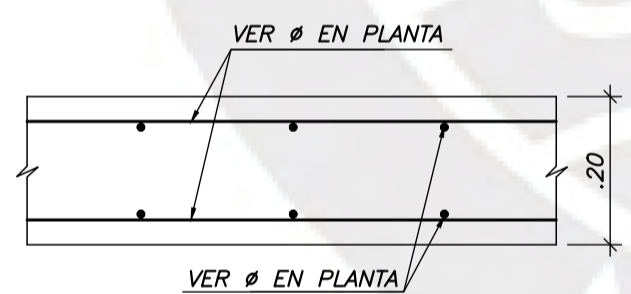


ENCOFRADO TÍPICO (1°@4°PISO)

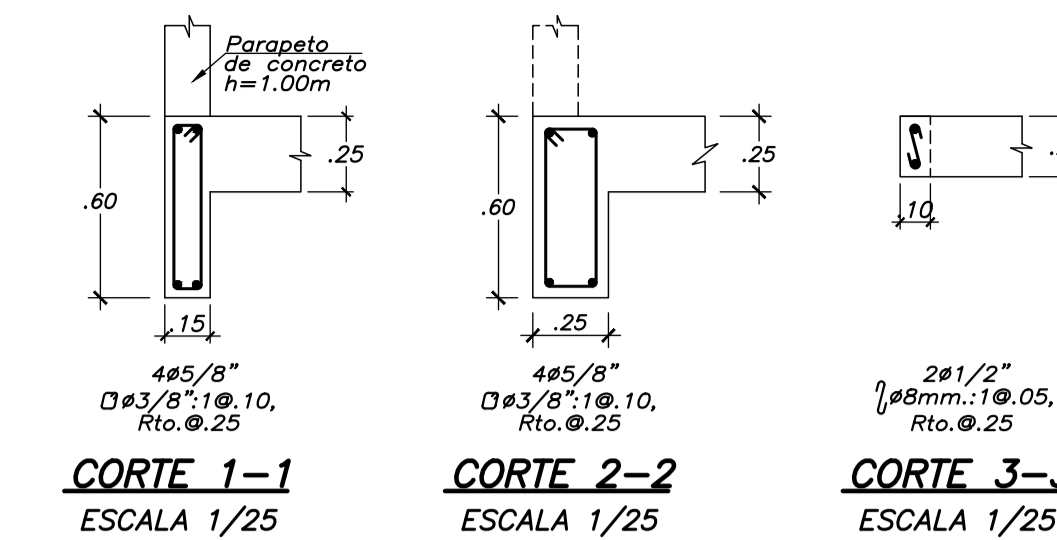
LOSA ALIGERADA h=.25m
 LOSA MACIZA h=.20m (ZONA ACHURADA)
 S/C=250 kg/m² (ZONA DE AULAS)
 S/C=400 kg/m² (CORREDORES Y ESCALERAS)
 ESCALA 1/75



ALIGERADO h=.25 m.
 ESCALA 1/10



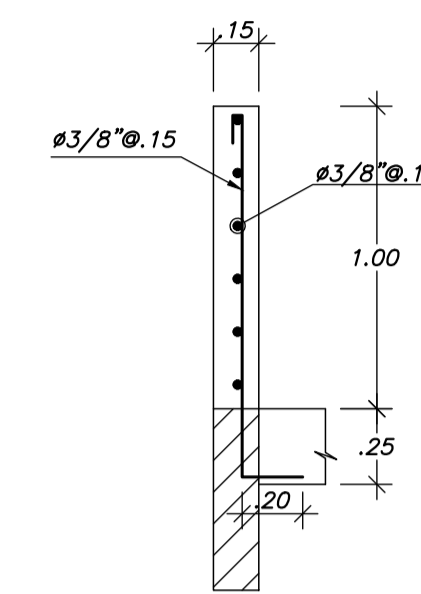
LOSA MACIZA h=.20 m.
 ESCALA 1/10



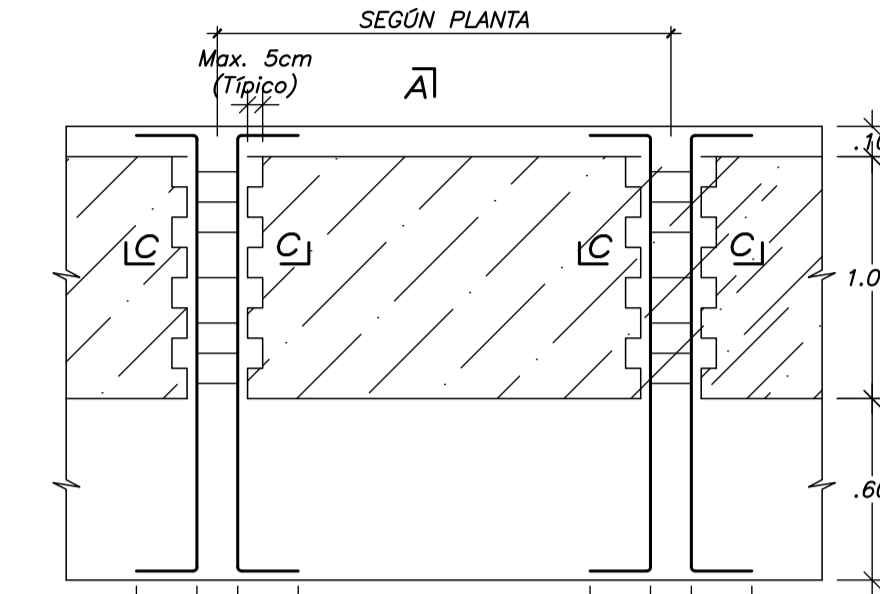
CORTE 1-1
 ESCALA 1/25

CORTE 2-2
 ESCALA 1/25

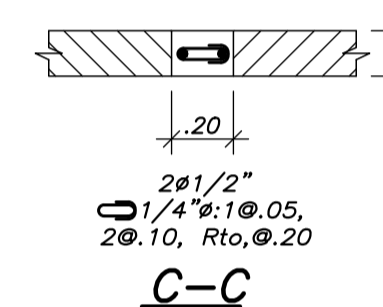
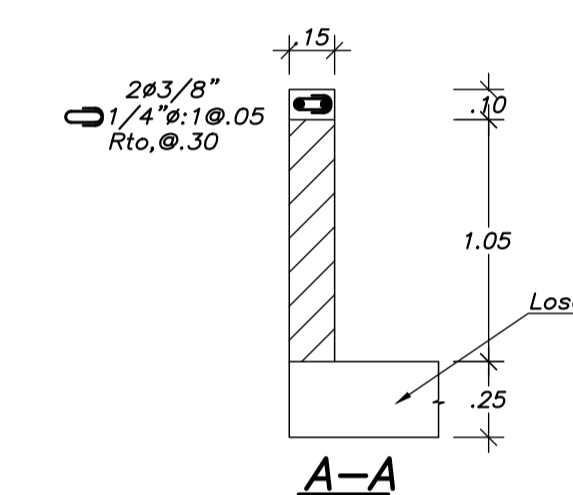
CORTE 3-3
 ESCALA 1/25



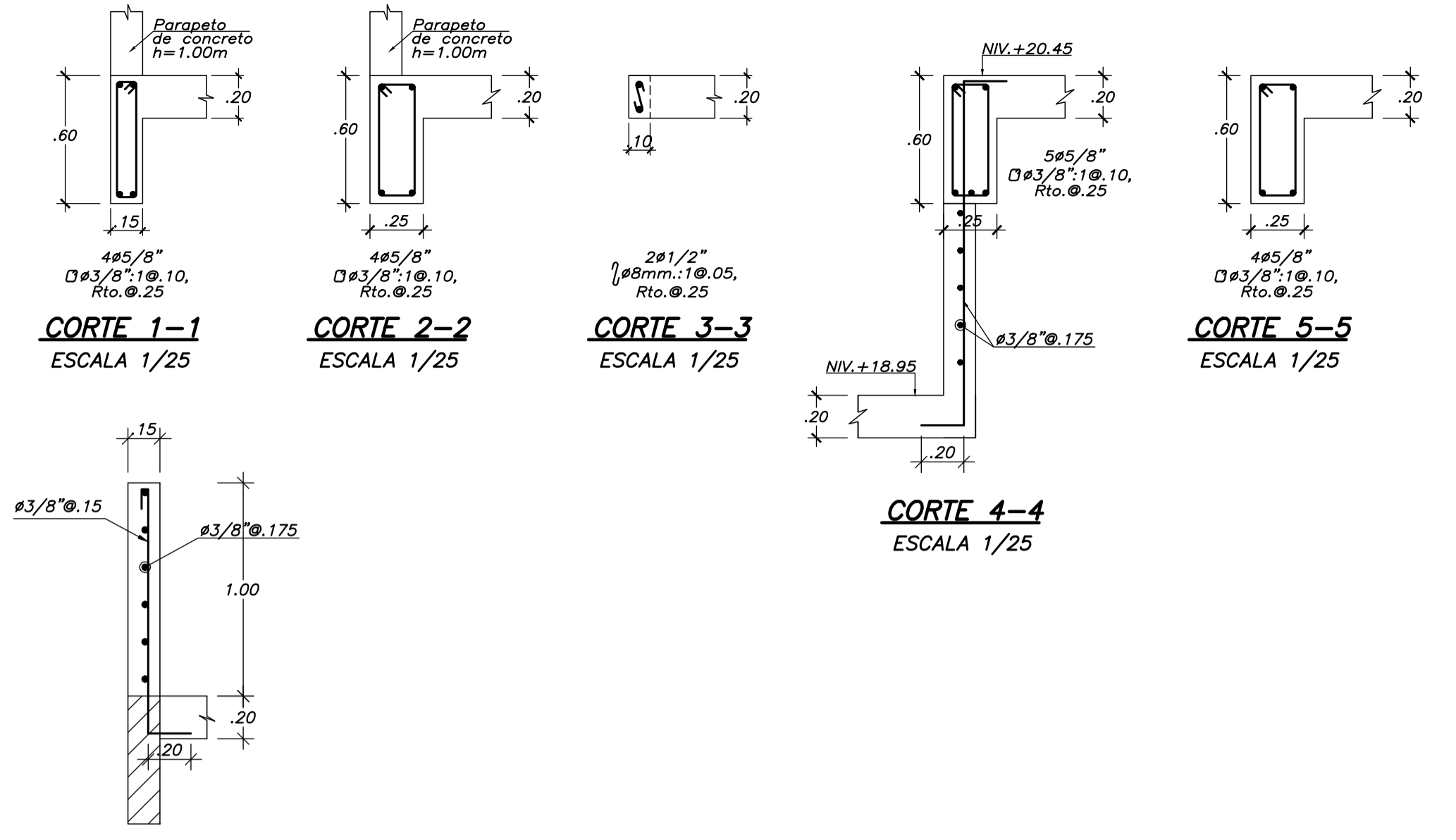
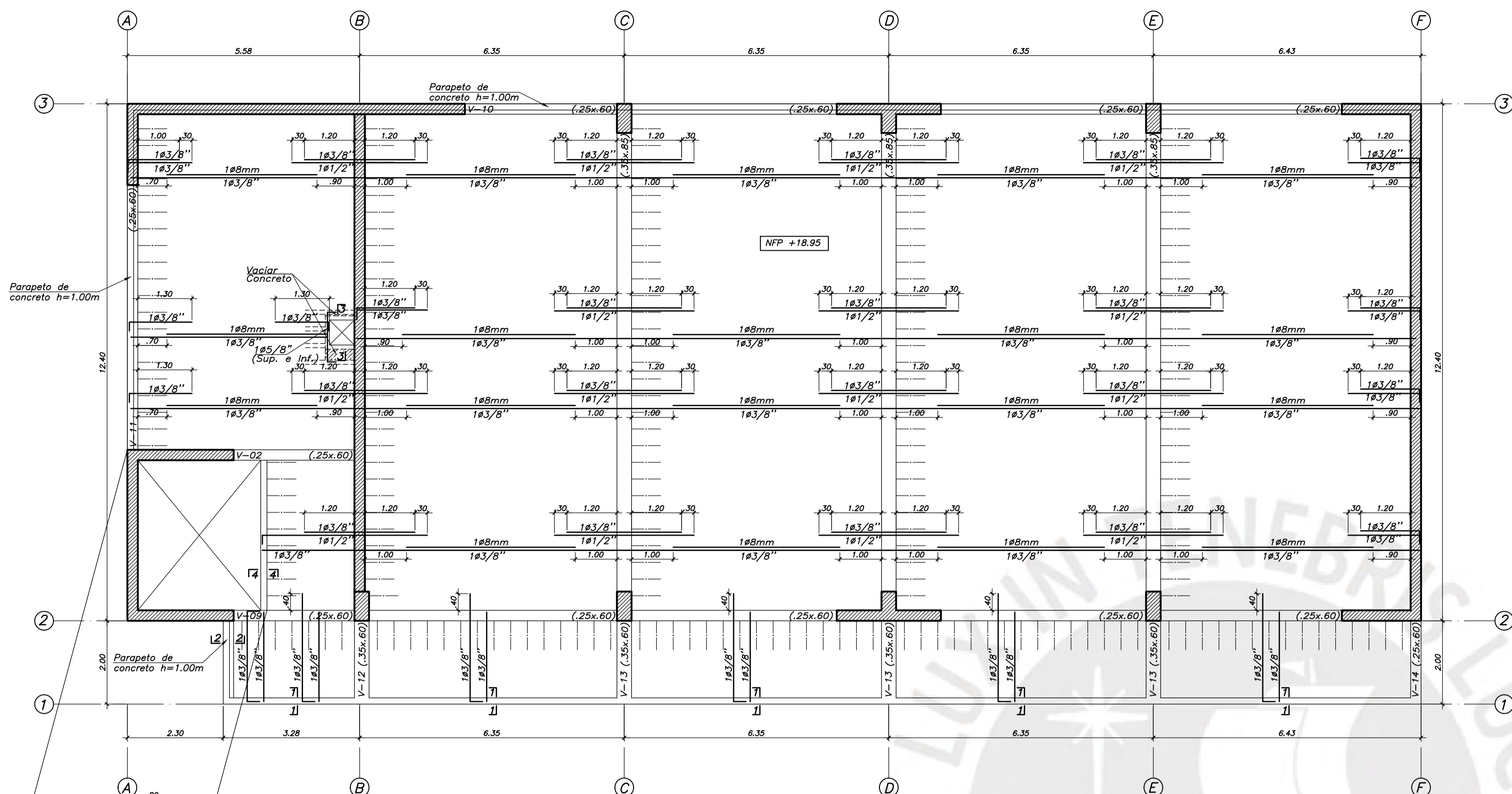
DETALLE TÍPICO DE PARAPETO DE CONCRETO
 ESCALA 1/25



DETALLE DE PARAPETO (H=1.15)
 ESCALA 1/25



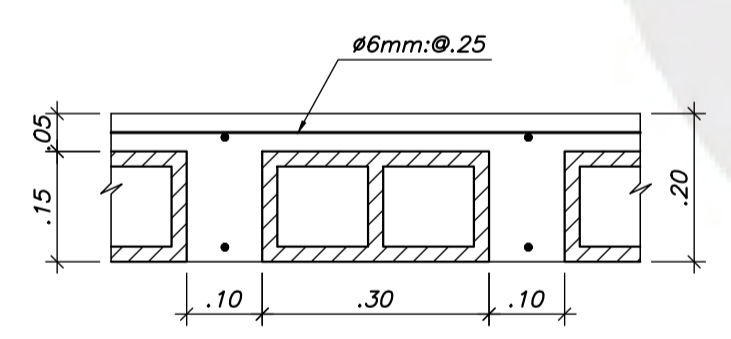
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO : TESIS DE ESTRUCTURAS		PROYECTO N° 001	
PLANO : ENCOFRADOS TÍPICOS, CORTES Y DETALLES		FECHA SEPTIEMBRE 2024	
DISEÑO WILLY YTO HUAMAN	ESCALA 1/75-1/25-1/10	DIBUJADO WYH	E-03



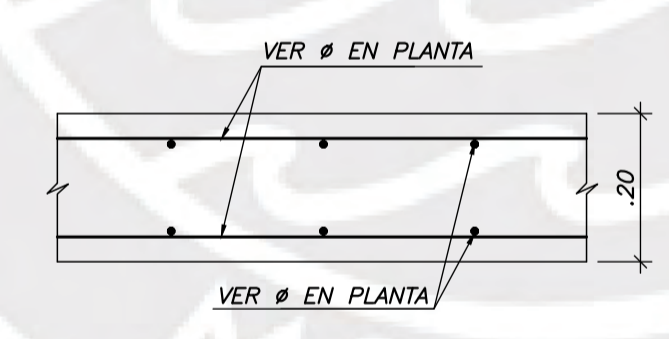
DETALLE TÍPICO DE PARAPETO DE CONCRETO
ESCALA 1/25

ENCOFRADO DE CUARTO DE MAQUINAS
LOSA MACIZA h=20 cm.
S/C=500 Kg/m²
ESCALA 1/75

ENCOFRADO AZOTEA
LOSA ALIGERADA h=.20m
S/C=100 kg/m²
ESCALA 1/75

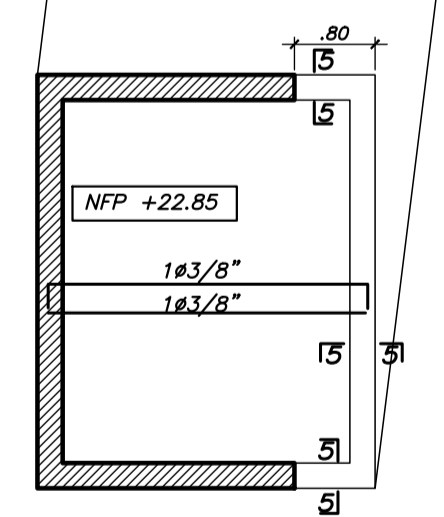


ALIGERADO h=.20 m.
ESCALA 1/10

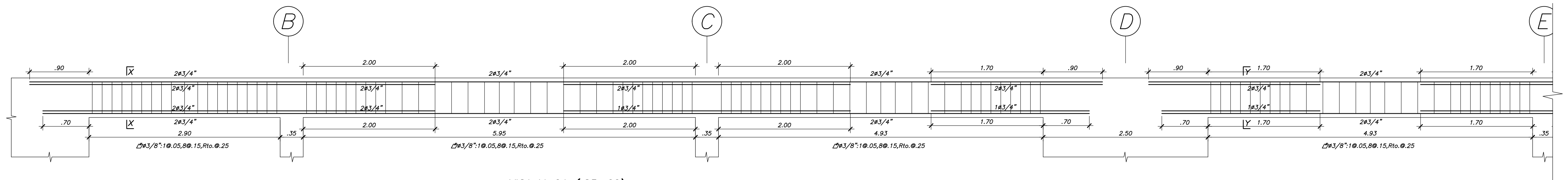


LOSA MACIZA h=.20 m.
ESCALA 1/10

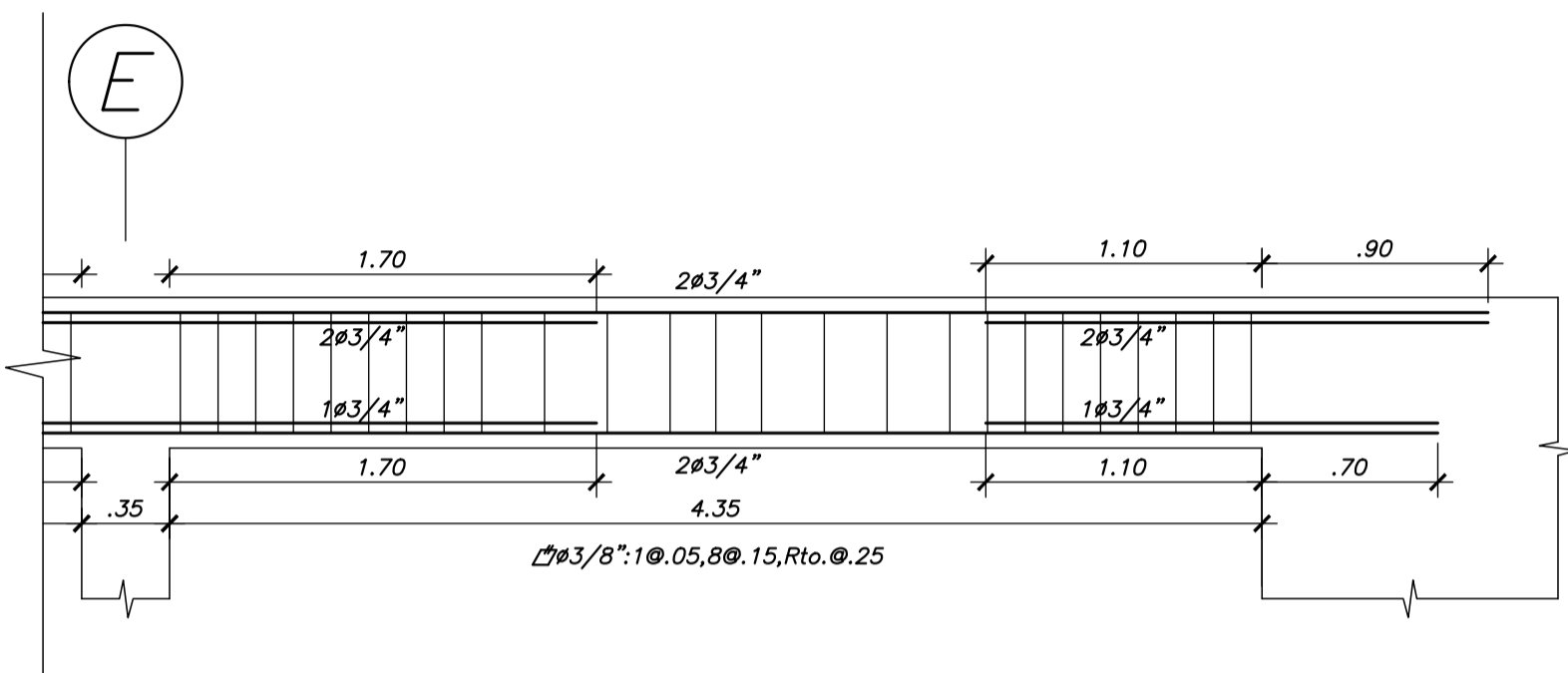
ENCOFRADO DE TECHO DE CUARTO DE MAQUINAS
LOSA ALIGERADA h=20 cm.
S/C=100 Kg/m²
ESCALA 1/75



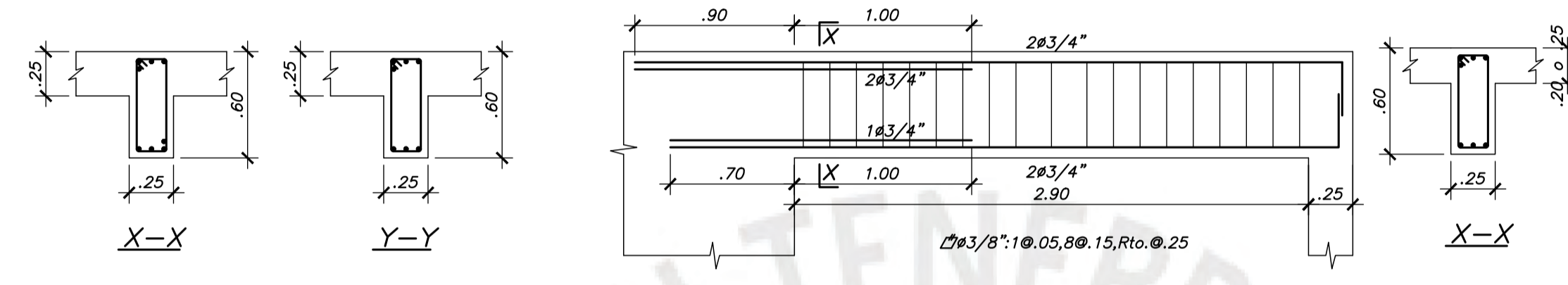
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO : TESIS DE ESTRUCTURAS		PROYECTO N° 001	
PLANO : ENCOFRADO DE AZOTEA, CUARTO DE MÁQUINAS Y TECHO DE CUARTO DE MÁQUINAS, CORTES Y DETALLES		FECHA SEPTIEMBRE 2024	
DISEÑO WILLY YTO HUAMAN	ESCALA 1/75-1/25-1/10	DIBUJADO WYH	E-04



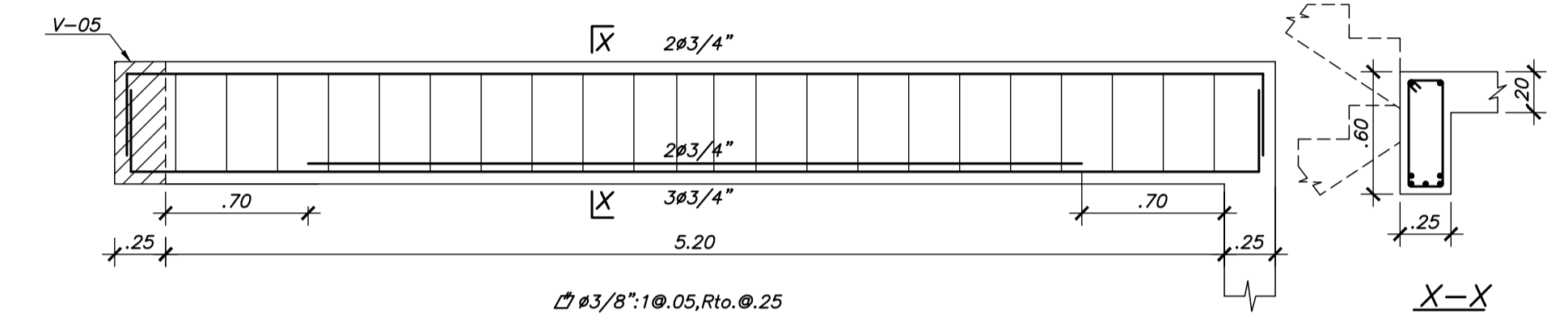
VIGA V-01 (.25x.60)



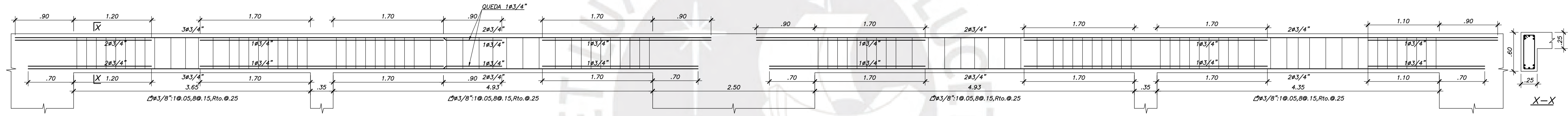
VIGA V-01 (.25x.60)



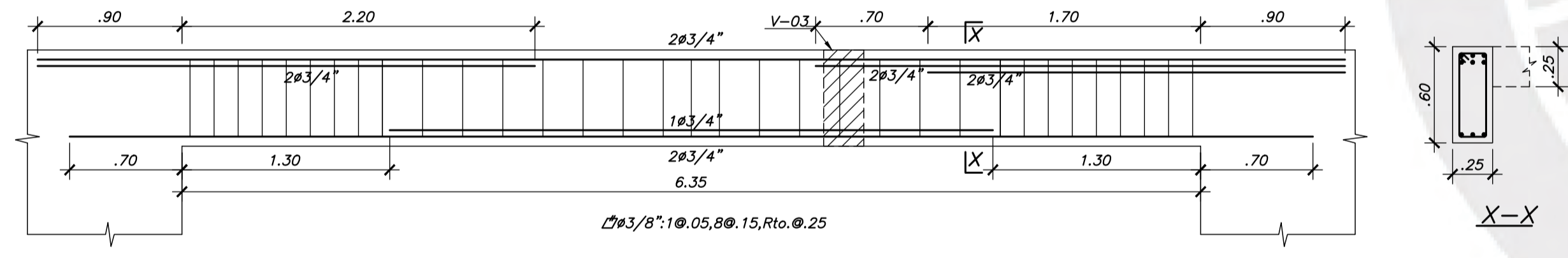
VIGA V-02 (.25x.60)



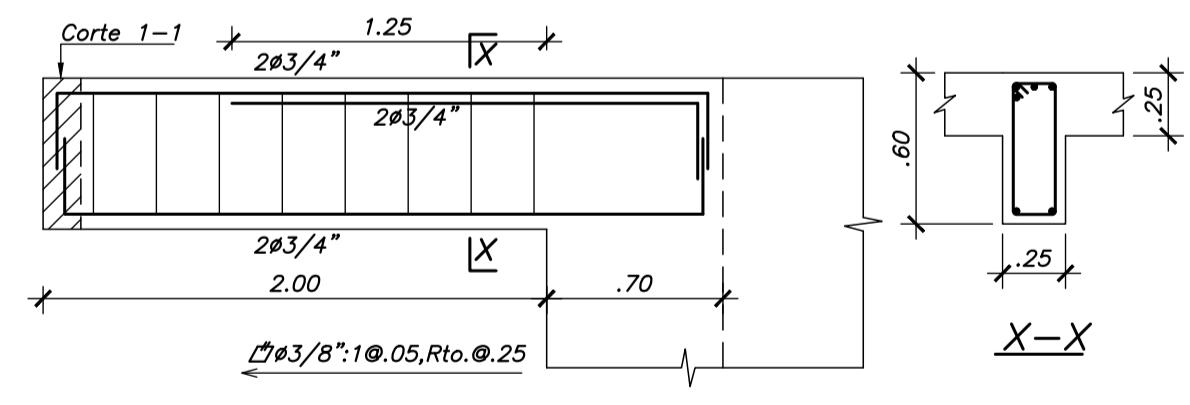
VIGA V-03 (.25x.50)



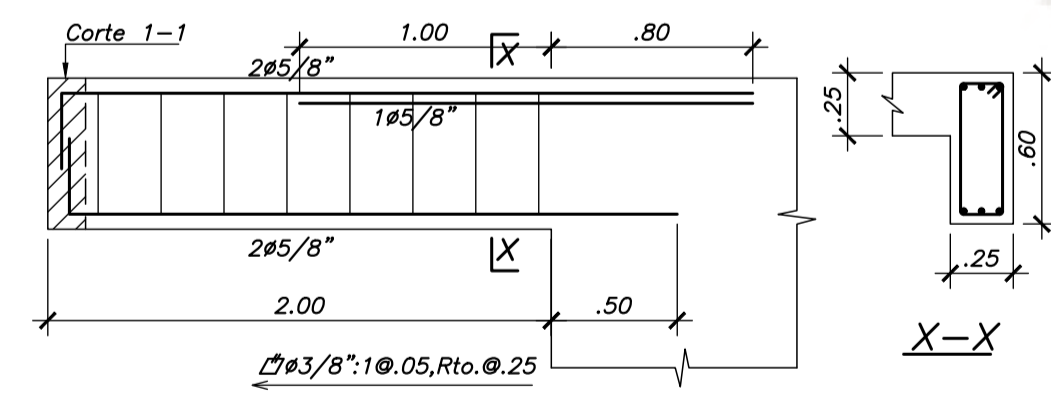
VIGA V-04 (.25x.60)



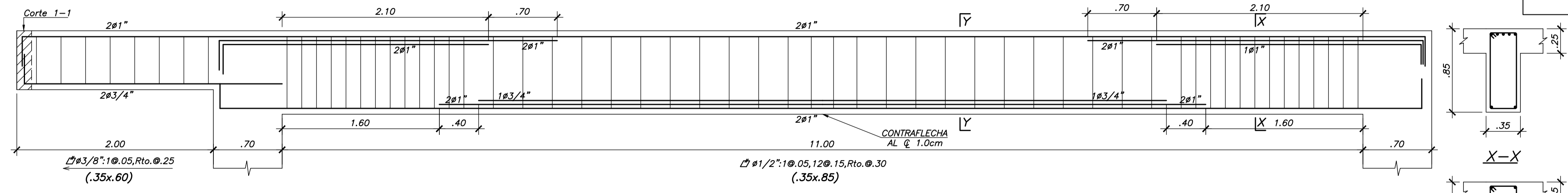
VIGA V-05 (.25x.60)



VIGA V-06 (.35x.60)



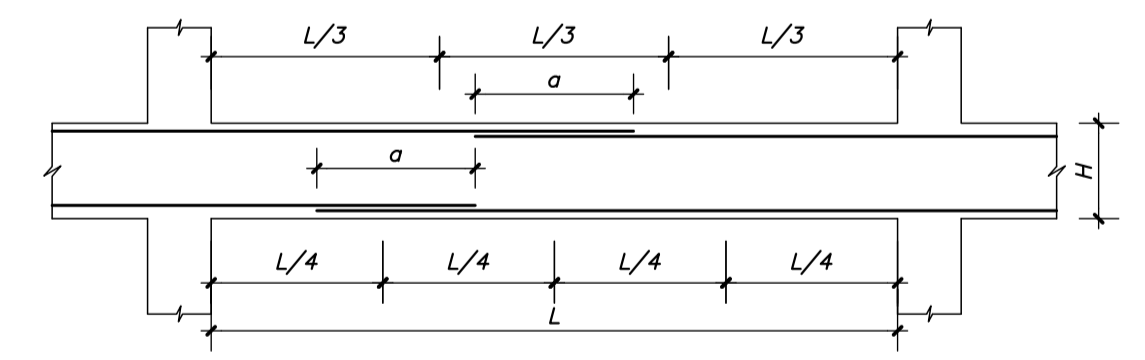
VIGA V-08 (.25x.60)



VIGA V-07 (.35x.60)(.35x.85)

Ø	e	L
1"	.35	.90
3/4"	.30	.70
5/8"	.25	.60

ANCLAJE DE VIGAS EN PLACAS (SALVO INDICADO) ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS EN COLUMNAS EXTREMAS



VALORES DE a		
Ø	Ø INFERIOR	Ø SUPERIOR*
3/8"	.40	.55
1/2"	.40	.60
5/8"	.50	.70
3/4"	.65	.90
1"	1.15	1.60

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA: (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8".

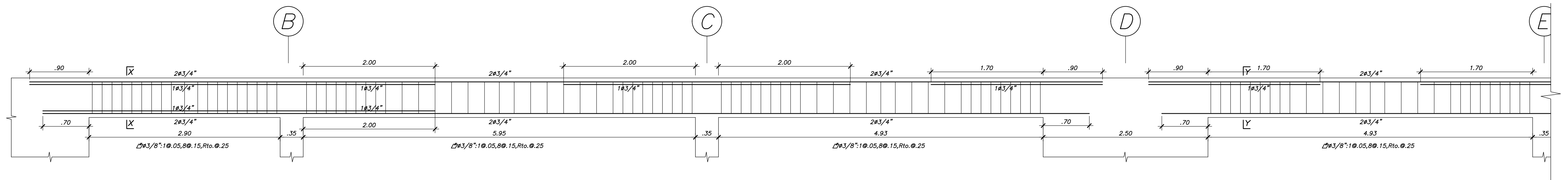
DETALLES DE REFUERZO DE ELEMENTOS HORIZONTALES

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

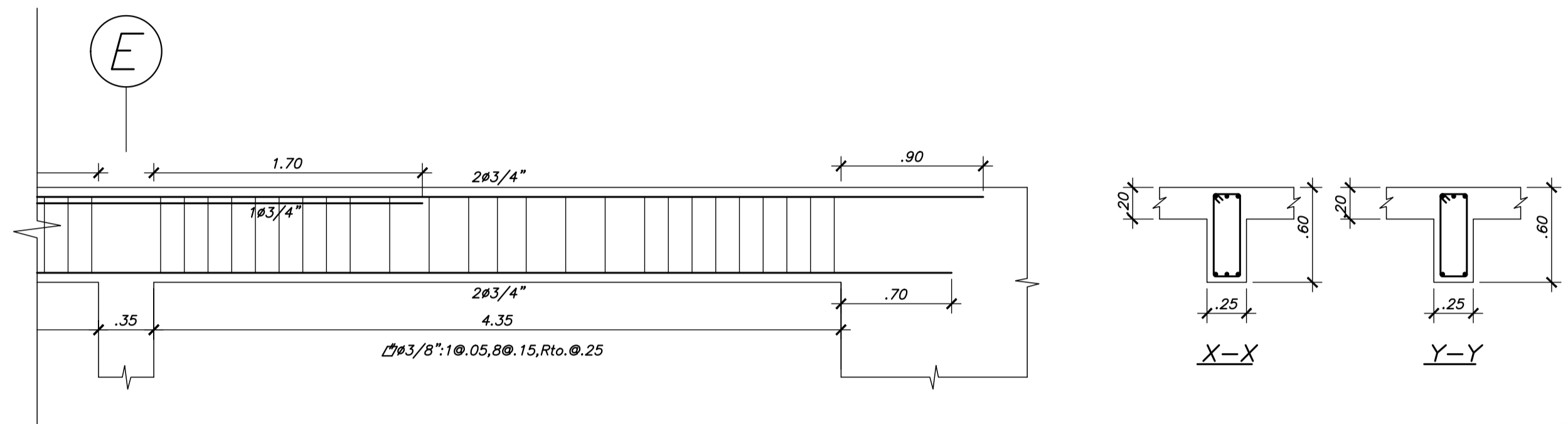
PROYECTO : TESIS DE ESTRUCTURAS PROYECTO N° 001

PLANO : VIGAS (A) FECHA SEPTIEMBRE 2024

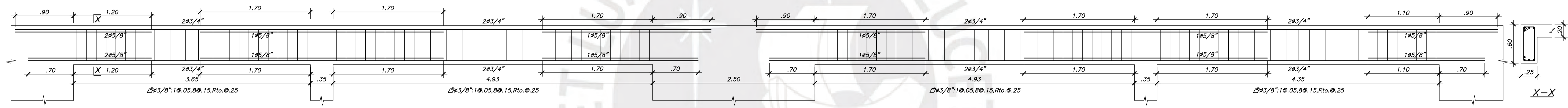
DISEÑO WILLY YTO HUAMAN ESCALA 1/30 DIBUJADO WYH E-05



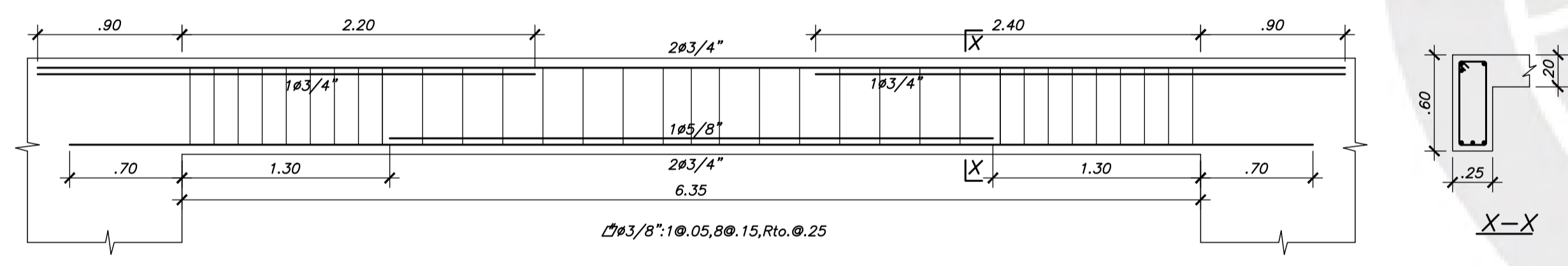
VIGA V-09 (.25x.60)



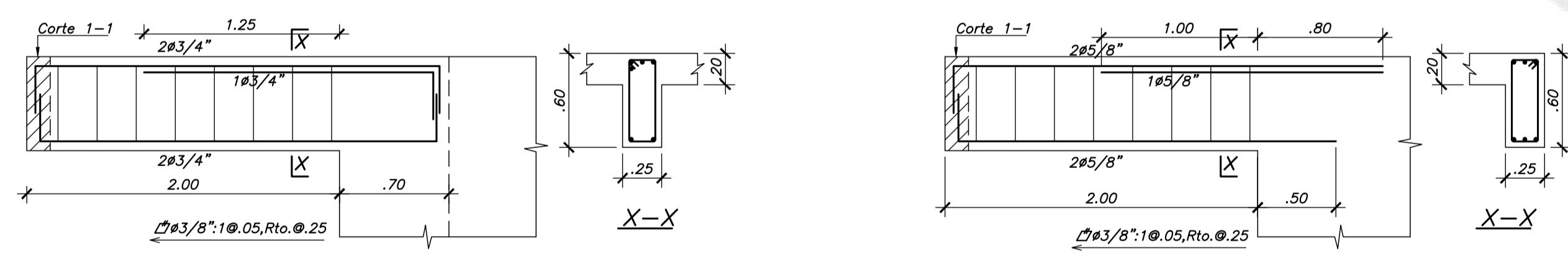
VIGA V-09 (.25x.60)



VIGA V-10 (.25x.60)

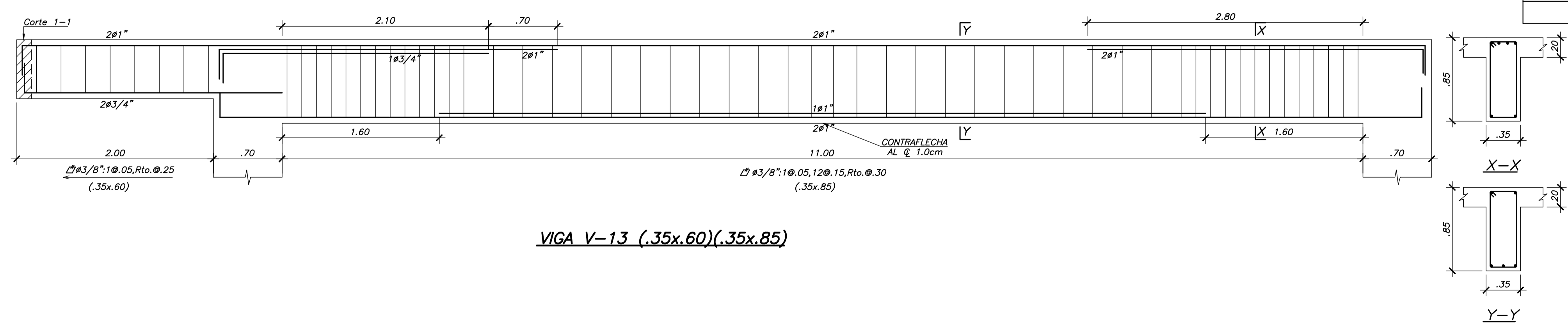


VIGA V-11 (.25x.60)



VIGA V-12 (.35x.60)

VIGA V-14 (.25x.60)



VIGA V-13 (.35x.60)(.35x.85)

ϕ	e	L
1"	.35	.90
3/4"	.30	.70
5/8"	.25	.60

ANCLAJE DE VIGAS EN PLACAS (SALVO INDICADO) ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS EN COLUMNAS EXTREMAS

VALORES DE a		
ϕ	# INFERIOR	# SUPERIOR*
3/8"	.40	.55
1/2"	.40	.60
5/8"	.50	.70
3/4"	.65	.90
1"	1.15	1.60

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA: (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 (c) PARA ALIGERADOS y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8".

DETALLES DE REFUERZO DE ELEMENTOS HORIZONTALES

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO : TESIS DE ESTRUCTURAS

PROYECTO N° 001

PLANO : VIGAS (B)

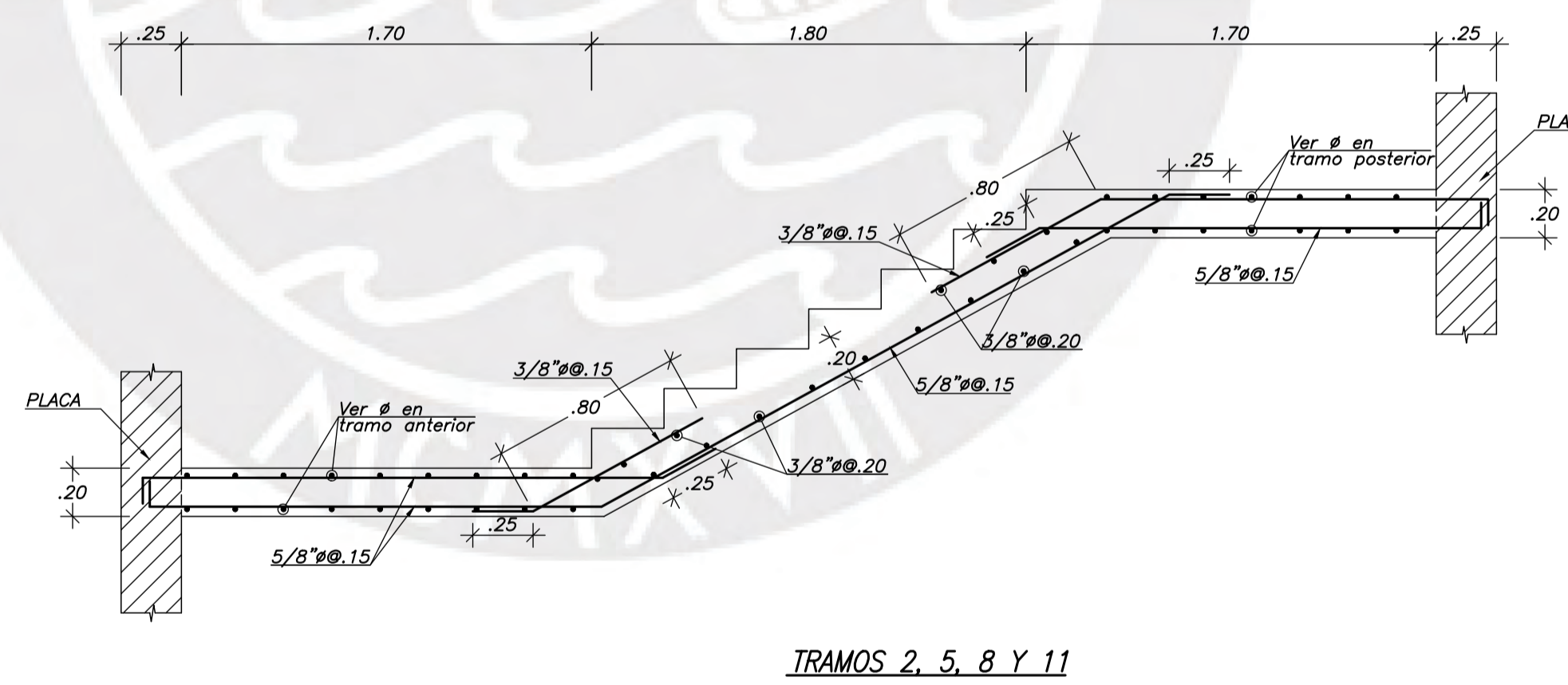
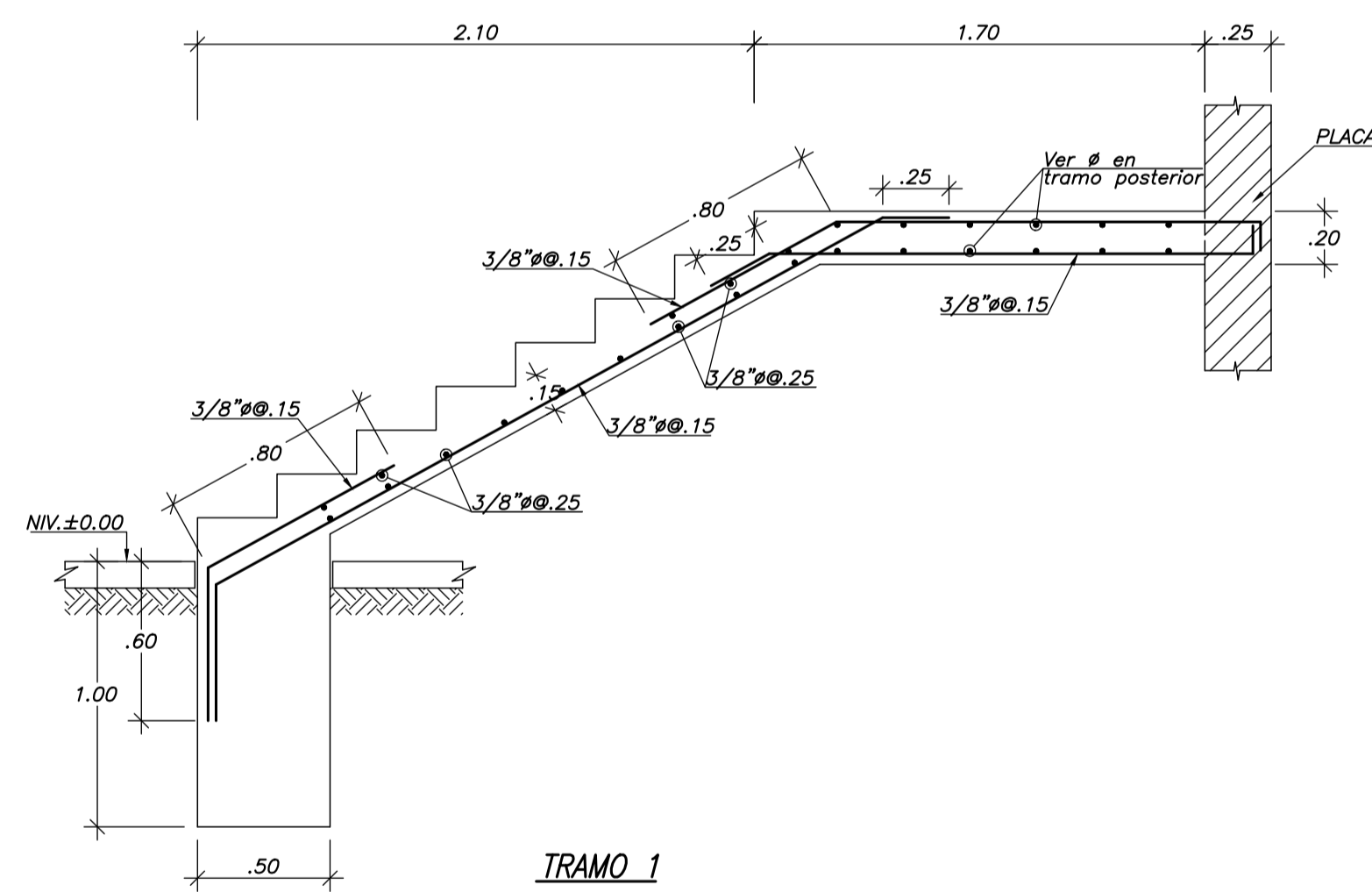
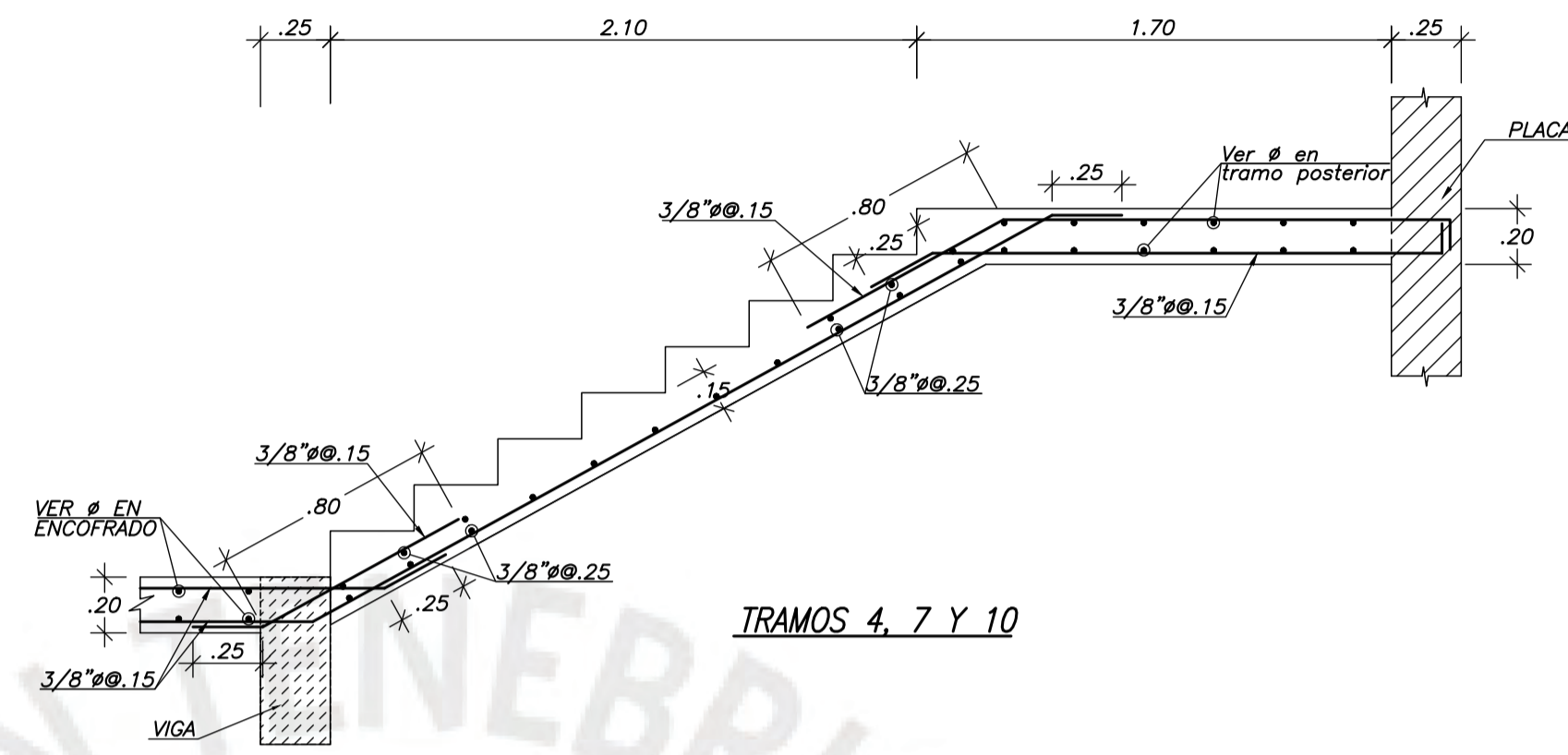
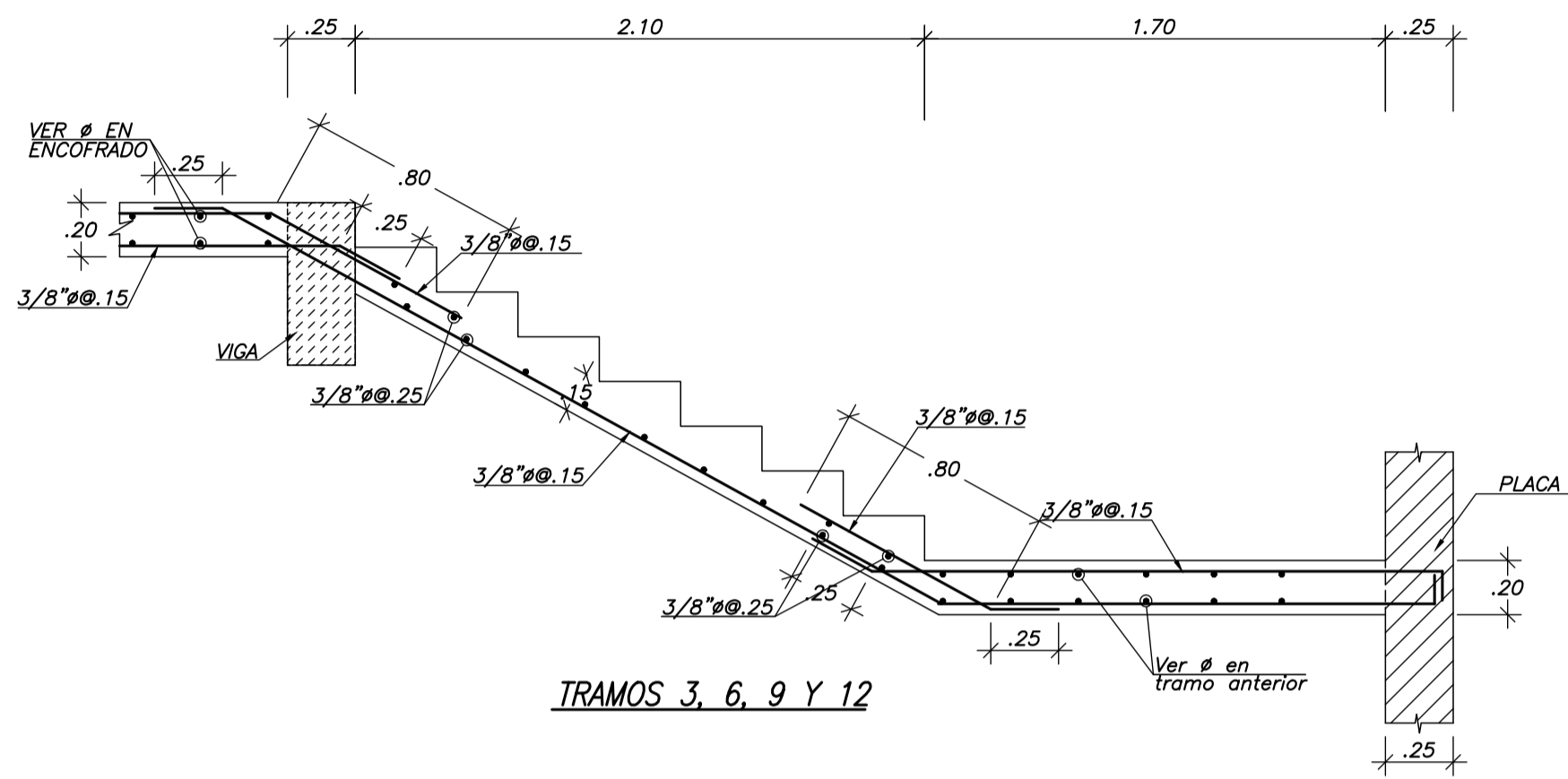
FECHA SEPTIEMBRE 2024

DISEÑO WILLY YTO HUAMAN

ESCALA 1/30

DIBUJADO WYH

E-06



ESCALERA
ESC.: 1/25

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROYECTO :	PROYECTO N°
		TESIS DE ESTRUCTURAS	001
PLANO :		ESCALERA	FECHA
			SEPTIEMBRE 2024
DISEÑO	ESCALA	DIBUJADO	
WILLY YTO HUAMAN	1/25	WYH	E-07